

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA A STATICKÉ POSOUZENÍ STROPNÍ ŽB KONSTRUKCE 1.POLOVINY 20.STOLETÍ

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

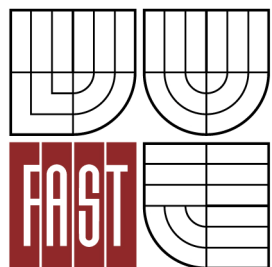
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JAROSLAV MÁLEK

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA A STATICKÉ POSOUZENÍ STROPNÍ ŽB KONSTRUKCE 1.POLOVINY 20.STOLETÍ

STATIC LOAD TEST AND THE ASSESSMENT CEILING OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE
BUILT IN THE 1ST HALF OF 20TH CENTURY

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JAROSLAV MÁLEK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR ŽÍTT



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Jaroslav Málek
Název	Zatěžovací zkouška a statické posouzení stropní ŽB konstrukce 1.poloviny 20.století
Vedoucí diplomové práce	Ing. Petr Žítt
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012
V Brně dne 31. 3. 2011	

.....
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení
- [2] ČSN 1090:1932 Navrhování betonových staveb
- [3] ČSN 1090:1948 Navrhování staveb ze železového betonu podle stupně bezpečnosti
- [4] ČSN 731201-86 Navrhování betonových konstrukcí
- [5] EN 1992-1-1(eurocód 2)-část 1 Navrhování betonových konstrukcí
- [6] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí
- [7] související ČSN, EN, ISO

Zásady pro vypracování

Navržení zatěžovací rozvahy a provedení zatěžovací zkoušky na vybraných segmentech stropní konstrukce systému Hennebique vybudované v 1. polovině 20. století. Součástí provedených zatěžovacích zkoušek in-situ je diagnostika vyztužení konstrukce, ověření fyzikálně mechanických parametrů staviv a geometrické zaměření nosných prvků včetně kontroly provedení uložení stropu v okrajových podmínkách. Součástí práce je statické posouzení stropní konstrukce dle normových předpisů uvedených v podkladech včetně jejich vzájemného porovnání. Nedílnou součástí práce je MKP analýza vybraného prvku v softwaru Atena3D.

Předepsané přílohy

1. Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací
2. Výkresová dokumentace
3. Vyhodnocení dat zatěžovací zkoušky a doplňkových laboratorních zkoušek
4. Statický výpočet konstrukce
5. Numerická analýza v softwaru Atena
6. Fotodokumentace

.....
Ing. Petr Žítt
Vedoucí diplomové práce

Bibliografická citace VŠKP

MÁLEK, J. *Zatěžovací zkouška a statické posouzení stropní ŽB konstrukce 1.poloviny 20.století : diplomová práce*. Brno, 2012. 66 s., 66 s. příl. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí diplomové práce Ing. PETR ŽÍTT

Abstrakt v českém jazyce

Diplomová práce se zabývá zatěžovacími zkouškami a statickým posouzením vybraných segmentů železobetonové stropní konstrukce systému Hennebique na Filozofické fakultě Masarykovy univerzity v Brně. Práce obsahuje: provedení zatěžovacích zkoušek, vyhodnocení dat zatěžovacích zkoušek a doplňkových laboratorních zkoušek, geometrické zaměření nosných prvků, kontrolu uložení stropu v okrajových podmínkách a diagnostiku vyztužení konstrukce. Součástí práce je statické posouzení dle různých normových předpisů a numerická analýza v softwaru ATENA.

Abstrakt v anglickém jazyce

This master thesis deals with static load test and static assessment of selected segments of reinforced concrete ceiling construction of the Hennebique system at the Faculty of Arts at Masaryk University in Brno. This thesis contains: the execution of the static load test, the data evaluation of the static load test and the data evaluation of the complementary laboratory testing, geometric orientation of bearing elements, the checking of the ceiling placement in the peripheral position, and the diagnosis of the reinforcing of the construction. This thesis also includes the static assessment according to various standard norm rules and the numerical analysis in ATENA software program.

Klíčová slova v českém jazyce

zatěžovací zkoušky, laboratorní zkoušky, vyhodnocení dat, diagnostika vyztužení konstrukce, statický výpočet, numerická analýza

Klíčová slova v anglickém jazyce

static load test, laboratory testing, date evaluation, diagnosis of the reinforcing of the construction, static assessment, numerical analysis

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně, a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....
Málek Jaroslav

Poděkování:

Děkuji vedoucímu diplomové práce Ing. Petru Žíttovi za rady, vstřícný přístup a za poskytnuté materiály pro zpracování mé práce. Dále bych chtěl poděkovat všem, kteří se podíleli na přípravě a provádění zatěžovacích zkoušek. Velké díky patří také mé rodině za podporu během celého studia.

OBSAH

1. ÚVOD	- 8 -
2. TEORETICKÁ ČÁST	- 9 -
2.1 Zatěžovací zkoušky	- 9 -
2.1.1 Účel zatěžovacích zkoušek	- 9 -
2.1.2 Členění a názvosloví zatěžovacích zkoušek	- 9 -
2.1.3 Příprava zatěžovací zkoušky	- 10 -
2.1.4 Provádění zatěžovací zkoušky	- 11 -
2.1.5 Postup při zatěžovací zkoušce	- 12 -
2.1.6 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky	- 13 -
2.2 Železobetonová stropní konstrukce systému Hennebique	- 15 -
2.2.1 Historické údaje	- 15 -
2.2.2 Popis konstrukce	- 15 -
2.2.3 Technologie provádění	- 16 -
2.3 Navrhování betonových konstrukcí	- 18 -
2.3.1 Zásady pro navrhování	- 18 -
2.3.2 Metoda dovolených namáhání	- 20 -
2.3.3 Metoda stupně bezpečnosti	- 20 -
2.3.4 Metoda mezních stavů	- 21 -
2.4 Stanovení fyzikálně mechanických vlastností materiálů z laboratorních zkoušek	- 22 -
2.4.1 Pevnost betonu v tlaku ze vzorků odebraných z konstrukce	- 22 -
2.4.2 Statický modul pružnosti betonu v tlaku	- 23 -
2.4.3 Tahová zkouška oceli za okolní teploty	- 26 -
2.5 Zjišťování výztuže magnetickými indikátory	- 27 -
2.6 Výpočetní program ATENA	- 28 -
2.6.1 Základní informace o programu	- 28 -
2.6.2 Nelineární model betonu	- 28 -
2.6.3 Síť konečných prvků	- 30 -
2.6.4 Materiálový model výztuže	- 31 -
2.6.5 Řešení rovnic rovnováhy	- 31 -
3. PRAKTICKÁ ČÁST	- 32 -
3.1 Zatěžovací zkouška na dvojici žeber „TT”	- 33 -
3.1.1 Příprava zatěžovací zkoušky	- 33 -
3.1.2 Zatěžovací rozvaha	- 35 -

3.1.3	Provedení zatěžovací zkoušky	- 37 -
3.1.4	Vyhodnocení zatěžovací zkoušky	- 41 -
3.2	Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T1”	- 42 -
3.2.1	Příprava zatěžovací zkoušky.....	- 42 -
3.2.2	Zatěžovací rozvaha	- 43 -
3.2.3	Provedení zatěžovací zkoušky	- 43 -
3.2.4	Vyhodnocení zatěžovací zkoušky	- 47 -
3.3	Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T2”	- 48 -
3.3.1	Příprava zatěžovací zkoušky.....	- 48 -
3.3.2	Zatěžovací rozvaha	- 50 -
3.3.3	Provedení zatěžovací zkoušky	- 51 -
3.3.4	Vyhodnocení zatěžovací zkoušky	- 54 -
3.4	Porovnání zatěžovacích zkoušek na žebrech „T1” a „T2”	- 54 -
3.5	Diagnostika vyztužení konstrukce	- 55 -
3.6	Stanovení materiálových charakteristik	- 58 -
3.6.1	Materiálové charakteristiky betonu	- 58 -
3.6.2	Materiálové charakteristiky oceli.....	- 59 -
3.7	Statické posouzení stropní konstrukce	- 60 -
3.7.1	Posouzení dle normy ČSN EN 1992-1-1	- 60 -
3.7.2	Posouzení dle normy ČSN 73 1201	- 61 -
3.7.3	Posouzení dle normy ČSN 1090:1932	- 61 -
3.7.4	Posouzení dle normy ČSN 1090:1948	- 62 -
3.8	Numerická analýza v softwaru ATENA	- 62 -
4.	ZÁVĚR.....	- 64 -
5.	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....	- 65 -
6.	SEZNAM PŘÍLOH.....	- 67 -

1. ÚVOD

V současné době lze navrhovat a posuzovat stavební konstrukce pouze podle evropských norem tzv. Eurokódů. Jaké jsou rozdíly v posuzování konstrukcí podle dnešních norem a čím se dnešní požadavky liší od norem dřívějších? Může konstrukce postavená již v první polovině 20.století vyhovět současným zpřísněným požadavkům Eurokódů?

Trendem dnešních dnů je zjišťovat statické chování stavebních konstrukcí v moderních výpočetních programech. Otázkou však je, do jaké míry se v dnešní době dají stavební konstrukce postavené před 21.stoletím těmito programy virtuálně vymodelovat a zda se dá opravdu zjistit jejich skutečné reálné chování. Při přezkoumávání stavebních konstrukcí, zvláště u konstrukcí postavených na začátku minulého století, se ukázalo, že výpočetní programy nemusí být spolehlivé. Hlavním problémem je většinou neschopnost určit: vzájemné spolupůsobení jednotlivých částí prvků konstrukce, veličiny charakterizující použitý materiál a často pouze odhad rozmístění materiálu v konstrukci. Právě tyto a další důvody vedou i dnes k provádění zatěžovacích zkoušek dříve postavených stavebních konstrukcí. Na základě těchto zkoušek lze totiž vystihnout a pozorovat skutečné chování konstrukce při daném zatížení.

Tato diplomová práce se zabývá zatěžovacími zkouškami a statickým posouzením železobetonové stropní konstrukce systému Hennebique. Tento typ konstrukce byl použit při stavbě části budovy B Filozofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně. Zkoumaná část konstrukce je z první poloviny 20.století.

V diplomové práci jsem se zabýval uspořádáním a vyhodnocením dat zatěžovacích zkoušek na vybraných prvcích této stropní konstrukce; provedením doplňkových laboratorních zkoušek a způsobem stanovení materiálových charakteristik betonu a oceli nacházející se v konstrukci. Dále jsem zpracoval statické posouzení stropní konstrukce dle současných platných i dřívějších normových předpisů a vzájemně je porovnal. S ohledem na vývoj výpočetní techniky jsem také nasimuloval průběh zatěžovací zkoušky a provedl numerickou analýzu v programu ATENA od společnosti Červenka Consulting s.r.o..

2. TEORETICKÁ ČÁST

2.1 Zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkoušky se řídí především normou ČSN 73 2030: *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí – společná ustanovení* [1] z roku 1994. Tato norma je stále v platnosti a v evropských normách nemá náhradní ekvivalent. U provádění zatěžovacích zkoušek je vždy nutná odborná zkušenost vedoucího pracovníka, který dohlíží na celý průběh zatěžování.

2.1.1 Účel zatěžovacích zkoušek

Zatěžovací zkoušky provádíme u konstrukcí, u kterých je kladen mimořádný důraz na spolehlivost, nebo je-li požadováno jejich skutečné chování při účincích zatížení nebo prostředí. Abychom tyto účinky ověřili, provádíme zatěžovací zkoušky za tímto účelem [2]:

- ověřit funkci zkoušené konstrukce při statickém nebo dynamickém zatížení
- posoudit spolehlivost konstrukce z hlediska mezních stavů použitelnosti popřípadě únosnosti
- ověření výpočtových modelů, nastane-li pochybnost, že použité výpočtové postupy nejsou dostatečně výstižné, nebo pokud není možno bezpečně zajistit všechny potřebné parametry pro výpočet
- posoudit spolehlivost konstrukce, nastanou-li pochybnosti o shodě provedení konstrukce s požadavky návrhu (např. nedodržení předepsané pevnosti betonu v části konstrukce apod.)

2.1.2 Členění a názvosloví zatěžovacích zkoušek

Zatěžovací zkoušky rozlišujeme podle následujících kritérií [2]:

Dle podmínek provádění:

- zatěžovací zkoušky nezabudovaných stavebních dílců
- zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí
- zatěžovací zkoušky modelů stavebních konstrukcí

Dle časového působení zkušebního zatížení:

- zkoušky krátkodobé – zjištění okamžitých vlastností
- zkoušky dlouhodobé – studuje dlouhodobé přetvárné vlastnosti
- zkoušky opakované – sledování vybraných změn v době provozu

Dle dosaženého stupně zkušebního zatížení:

- zkoušky prováděné bez dosažení únosnosti konstrukce
- zkoušky prováděné do dosažení únosnosti konstrukce

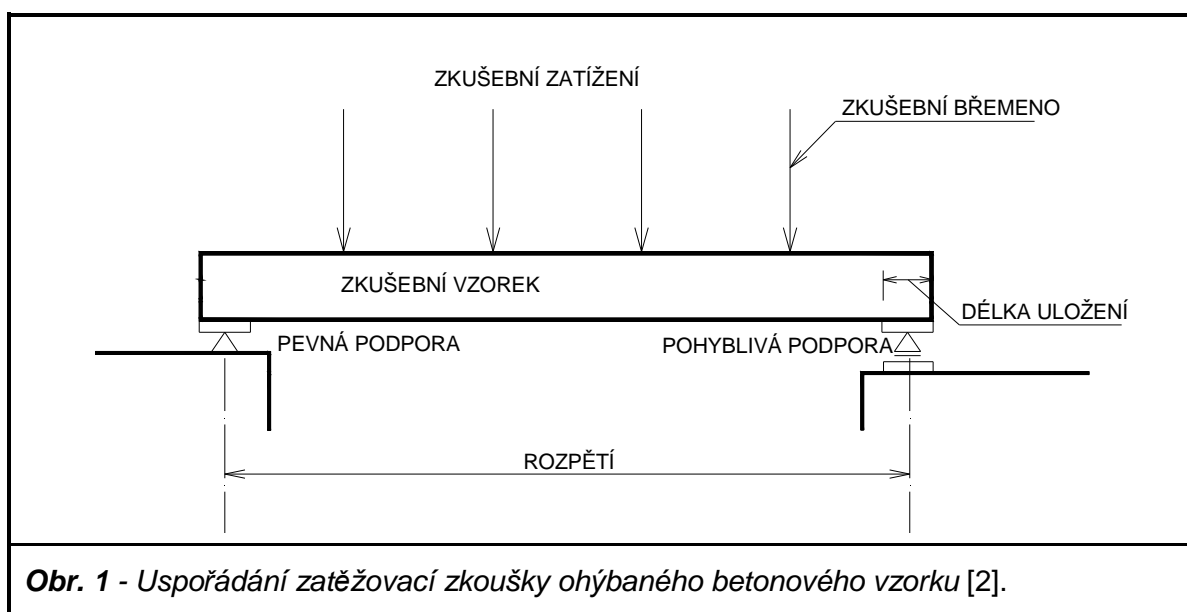
Dle charakteru zatížení:

- statické zatěžovací zkoušky – změna zatížení je pomalá nebo pohyb zatížení má zanedbatelné zrychlení
- dynamické zatěžovací zkoušky – zatížení mění svou velikost nebo polohu (např. vítr, seismicita, kmitání)

Dle časového postupu:

- příprava zatěžovací zkoušky
- provedení zatěžovací zkoušky
- vyhodnocení zatěžovací zkoušky

Základní názvosloví používané při zatěžovacích zkouškách je uvedeno na obrázku 1.



2.1.3 Příprava zatěžovací zkoušky

Součástí každé zatěžovací zkoušky je zpracování programu zkoušky, který zpravidla obsahuje tyto položky [1]:

- stanovení účelu a rozsahu zatěžovací zkoušky
- údaje o skutečném stavu zkoušené konstrukce (geometrie konstrukce, charakteristiky materiálu apod.)
- zjištění požadavků na konstrukci z hlediska mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti
- určení druhu a intenzity zatížení při zatěžovací zkoušce a stanovení zatěžovacích stupňů včetně délky působení zkušebního zatížení
- určení měřených veličin, způsobu jejich snímání a zpracování, včetně údaje o měřících a vyhodnocovacích přístrojích

- stanovení způsobu vyhodnocení výsledků zatěžovací zkoušky
- stanovení způsobu výběru zkoušených konstrukcí
- předpokládaný harmonogram zkoušky

2.1.4 Provádění zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška musí být provedena tak, aby byly omezeny vlivy, které by mohly nepříznivě ovlivnit či zkreslit výsledek zatěžovací zkoušky. Pokud nejde tyto vlivy nějakým způsobem bezpečně vyloučit, je nutné je v průběhu zkoušky sledovat a při vyhodnocování zatěžovací zkoušky k nim přihlídnout [1].

Provádíme-li zatěžovací zkoušku ve zkušebnách, je nutné zajistit takové podmínky, které se co nejvíce podobají podmínkám působícím na konstrukci v provozu.

Při zkouškách in - situ je nutné stanovit míru spolupůsobení ostatních nosných částí konstrukce a pokud možno zamezit spolupůsobení nenosných částí stavby. Nelze-li předem stanovit míru spolupůsobení ostatních nosných konstrukcí, je zapotřebí tento jev experimentálně ověřit.

Při zatěžovací zkoušce se postupně zvyšuje hodnota zkušebního zatížení na konstrukci a měří se odezva konstrukce. Měření musí být provedeno v takovém rozsahu a přesnosti, aby byly získány potřebné údaje o konstrukci.

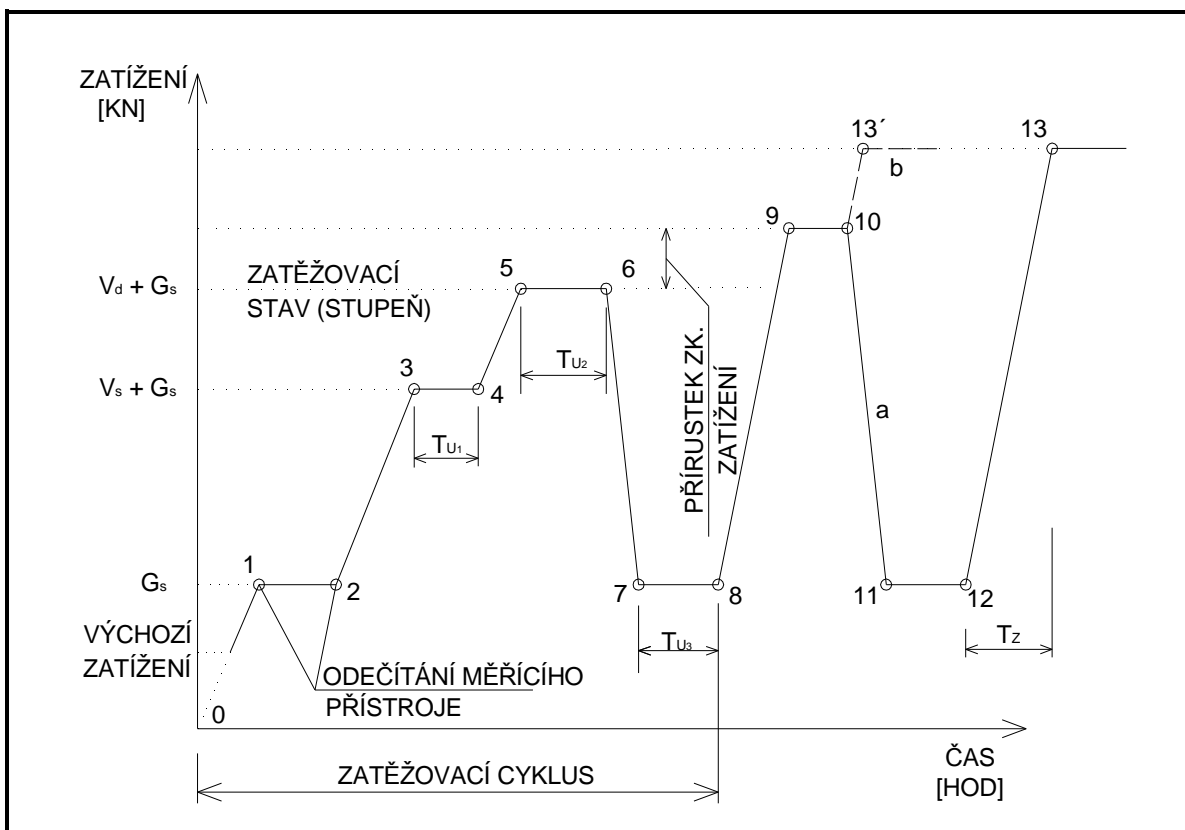
Měřicí přístroje, metody a postupy zkoušení při zatěžovací zkoušce musí být voleny tak, aby splňovaly podmínky nezkresleného zobrazení a odpovídaly požadované přesnosti měření.

Zatížení při zatěžovací zkoušce konstrukce je možné realizovat různými způsoby. Odchylka skutečného zatížení od požadované hodnoty zkušebního zatížení však nesmí přesáhnout 3 % požadované hodnoty zatížení při zkouškách ve zkušebně a 5 % při zkouškách in - situ [1].

Počet všech konstrukcí, které mají ze sledovaného hlediska stejné vlastnosti a na které se budou vztahovat informace získané zatěžovací zkouškou, se nazývá hodnoceným souborem. Jednotkou hodnoceného souboru je výsledek zatěžovací zkoušky na jedné konstrukci. Hodnoceným souborem může být jak jedna individuální konstrukce, tak série konstrukcí v určitém časovém období. Provádí-li se zatěžovací zkoušky pouze na části konstrukce (části jednotek hodnoceného souboru), jedná se o výběrové zkoušky. Provádí-li se zatěžovací zkouška na všech konstrukcích (všech jednotkách hodnoceného souboru), jedná se o stoprocentní zkoušky.

2.1.5 Postup při zatěžovací zkoušce

Základní zatěžovací postup dle ČSN 73 2030 [1] je uveden a popsán na obrázku 2.



Obr. 2 – Základní zatěžovací postup (upraveno podle [2]).

- Konstrukce, která je na začátku zkoušky zatížena vlastní tíhou, popř. tíhou zkušebního zařízení, se zatíží na hodnotu G_s odpovídající hodnotě provozního stálého zatížení (bod 1).
- Po ustálení přetvoření (bod 2), se zatížení zvýší na hodnotu $V_s + G_s$, která odpovídá provozní hodnotě stálého a nahodilého zatížení (bod 3).
- Po ustálení přetvoření (bod 4), se zatížení zvýší na hodnotu $V_d + G_s$, která odpovídá součtu provozní hodnoty stálého zatížení a extrémní hodnoty nahodilého zatížení (bod 5).
- Po ustálení přetvoření (bod 6), se konstrukce odlehčí na hodnotu G_s (bod 7).
- Po ustálení přetvoření (bod 8), se zatížení zvýší na hodnotu, která je o 10 až 20 % vyšší než hodnota $V_d + G_s$ (bod 9).
- Po ustálení přetvoření (bod 10), se konstrukce odlehčí na hodnotu G_s (bod 11) a nechá se ustálit přetvoření (bod 12); větev „a”.
- Při dalších zatěžovacích cyklech se opakuje postup mezi body 8 až 12 s tím, že při každém zatěžovacím cyklu se zatížení zvýší o dalších 10 až 20 % z hodnoty $V_d + G_s$.
- V odůvodněných případech je možno zkoušku provést tak, že v bodě 10 se konstrukce již neodlehčuje a zatížení se postupně zvýší o dalších 10 až 20 % z hodnoty $V_d + G_s$; větev „b”.

Přetvoření se považuje za ustálené, je-li po třiceti minutách, od dosažení příslušného zatěžovacího stupně, změna přetvoření v časovém intervalu deset minut menší než nejmenší z těchto hodnot [1]:

- 20 % ze změny přetvoření v předchozím časovém intervalu deseti minut
- 2 % z celkové změny přetvoření příslušné zatěžovacímu stupni
- 0,5 nejmenší jednotky měřícího přístroje

2.1.6 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky

Při vyhodnocení zatěžovací zkoušky se podle ČSN 73 2030 [1] zkoušená konstrukce hodnotí z hlediska mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti.

Zatěžovací zkouška konstrukce prováděná **do dosažení únosnosti konstrukce** je z hlediska **mezního stavu únosnosti** spolehlivá, jsou-li splněna zároveň tato kritéria:

- experimentální hodnota únosnosti je větší, než výpočtová hodnota únosnosti násobená součinitelem spolehlivosti zkoušení Y_{exp}

$$\bar{F}_{exp} > F_{vyp} \cdot Y_{exp} \quad (2.1.1)$$

kde : \bar{F}_{exp} ... je experimentálně stanovená mezní síla při porušení [kN]

F_{vyp} ... je teoreticky stanovená mezní síla při porušení [kN]

Y_{exp} ... je součinitel spolehlivosti zkoušení

... $Y_{exp} = 1,6$ pro betonové prvky porušené ohybem

... $Y_{exp} = 1,4$ pro betonové prvky porušené tlakem a smykem

... $Y_{exp} = 1,4$ pro jinak porušené betonové prvky

- při zatížení na hodnotu, která odpovídá zatížení $G_s + V_d$ a následném odlehčení na hodnotu, která odpovídá zatížení G_s (viz. obr.2 - body 6 a 8), je poměr mezi trvalým a celkovým přetvořením menší než λ_1

$$\frac{S_{trv}}{S_{celk}} < \lambda_1 \quad (2.1.2)$$

kde: S_{trv} ... je trvalá deformace prvku [mm]

S_{celk} ... je celková deformace prvku [mm]

Pokud je poměr mezi trvalým a celkovým přetvořením větší než λ_1 , ale menší než $2 \lambda_1$, je možno zatěžovací zkoušku opakovat. Při opakované zatěžovací zkoušce se postupuje stejně s tím, že poměr mezi trvalým a celkovým přetvořením λ_2 může být

nejvýše jedna polovina λ_1 . Zatěžovací zkoušku lze opakovat nejvýše třikrát. Trvalé i celkové přetvoření se zjišťuje vždy po ustálení přetvoření. Součinitel λ_1 se pro konstrukce ze železového betonu stanoví podle následujícího vztahu:

$$\lambda_1 = 0,3 - 0,1 \cdot [V_d : (V_d + G_s)] \quad (2.1.3)$$

Za dosažení únosnosti při zatěžovací zkoušce betonové konstrukce se považuje [2]:

- ztráta stability tvaru konstrukce nebo její části
- neustálé přetvoření konstrukce při konstantním zatížení
- drcení betonu
- přetržení nebo vybočení výztuže
- posun ve smykových trhlinách
- u ohýbaných prvků průhyb větší než 1/50 rozpětí
- jiné trvalé porušení konstrukce

Při zatěžovací zkoušce prováděné **do dosažení únosnosti konstrukce** je zkoušená konstrukce z hlediska **mezního stavu použitelnosti** spolehlivá, jsou-li splněna zároveň tato kritéria [1]:

- experimentální hodnota přetvárného účinku od zkušebního zatížení, které odpovídá provoznímu nahodilému zatížení, se neliší od teoretické hodnoty přetvárného účinku téhož zatížení o více než $\pm \mu$ -násobek; pro konstrukce ze železového betonu je hodnota $\mu = 0,4$
- experimentální hodnota přetvárného účinku od zkušebního zatížení, které odpovídá provoznímu nahodilému zatížení, je menší než odpovídající část mezní hodnoty přetvoření stanovené v normách pro navrhování konstrukcí, nebo určená rozbořem podmínek pro použití konstrukce
- u konstrukcí ze železového a předpjatého betonu, u kterých je třeba prokazovat vznik trhlin, nevzniknou trhliny před dosažením meze trhlin; mez trhlin se stanoví podle normy pro navrhování
- u konstrukcí ze železového a předpjatého betonu, u kterých je třeba posuzovat šířky trhlin, nepřesáhnou šířky trhlin při provozní hodnotě zatížení mezní hodnoty šířky trhlin uvedené pro různé kategorie konstrukcí v normě pro navrhování.

Při zatěžovací zkoušce prováděné **bez dosažení únosnosti konstrukce** je zkoušená konstrukce z hlediska **mezního stavu únosnosti** spolehlivá, je-li splněno kritérium viz. vzorec (2.1.2).

Při zatěžovací zkoušce prováděné **bez dosažení únosnosti konstrukce** je zkoušená konstrukce z hlediska **mezního stavu použitelnosti** spolehlivá, jsou-li splněna stejná kritéria jako při zatěžovací zkoušce prováděné do dosažení únosnosti konstrukce.

2.2 Železobetonová stropní konstrukce systému Hennebique

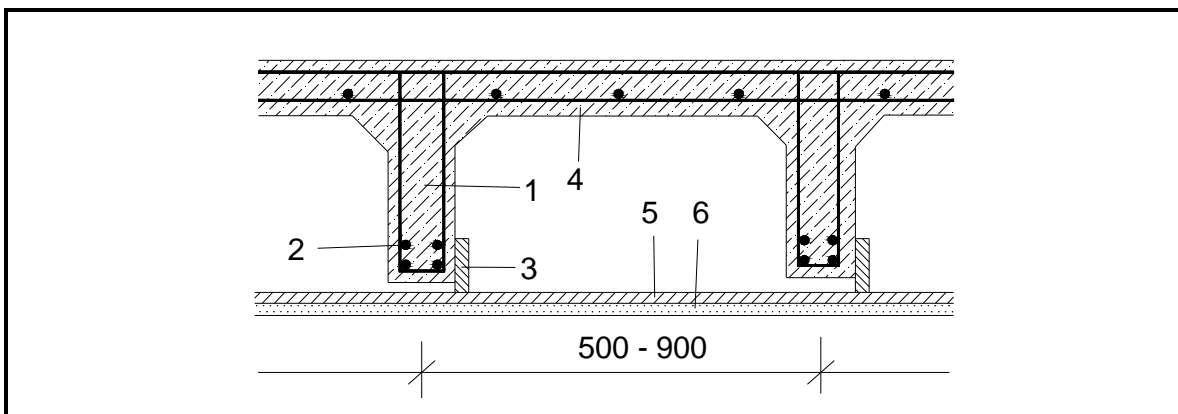
2.2.1 Historické údaje

Za vynálezce železobetonu je považován Josef Moniér (1867). Dalšího zdokonalení dosáhli němečtí inženýři Wayss a Koenen, ale teprve francouzský inženýr Francois Hennebique roku 1892 poprvé použil „T” profilu železobetonových nosných prvků, když aplikoval železový beton na trám v tuhém spojení s deskou. Na tento typ konstrukce získal Francois Hennebique v roce 1892 v Belgii patent. Tento systém se pak stal nejosvědčenějším a nejrozšířenějším systémem staveb ve své době [3].

2.2.2 Popis konstrukce

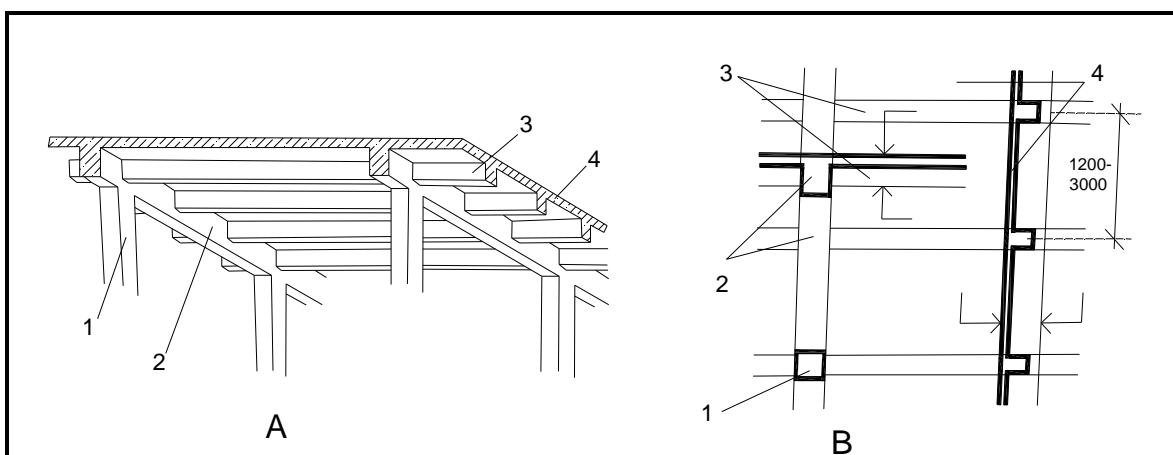
Monolitické trámové a žebrové (žebírkové) stropy jsou staticky efektivnější než deskové konstrukce [4]. Jejich nosníky jsou monoliticky spojeny s deskou a vytvářejí tak výhodný „T” průřez. Tahová namáhání mezi podporami přenáší výztuž ve spodní části průřezu nosníku a tlak je přenášen betonem horní části průřezu nosníku se spolupůsobící částí desky. Průřez trámu je zpravidla vyšší než desková konstrukce a má tak větší rameno vnitřních sil. Díky tomu je materiál lépe staticky využit. Zároveň má trámová nebo žebrová konstrukce v porovnání s deskovou konstrukcí menší plošnou hmotnost. To se odráží na její větší užitné únosnosti i menším průhybu od vlastní tíhy konstrukce.

Nevýhodou trámových (žebrových) stropů je zvýšená pracnost již při bednění, pracnější vyztužování a nerovný podhled. Trámové stropy v běžném provedení mají maximální doporučený rozpon 6 – 7 m, ve speciálních případech až 9 m a více. Žebrové stropy jsou variantou trámového stropu, u kterého jsou trámy (žebra) v menší osově vzdálenosti (0,5 -1 m) a žebra jsou zpravidla úzká (60 – 120 mm). Železobetonová deska je vzhledem k menší vzdálenosti žeber tenčí (50-70 mm) [4]. Žebrové stropy se zpravidla opatřovaly zavěšeným rovným podhledem. Příklady žebírkového a trámového stropu jsou znázorněny na obrázcích 3 a 4.



Obr. 3 – ŽB žebírkový strop (upraveno podle [4]).

Železobetonový žebírkový strop patří do skupiny tradičních železobetonových stropních konstrukcí. Osová vzdálenost žebířů je 500 až 900 mm. Vlastní žebra mají šířku 80 až 120 mm. Někdy jsou tyto stropní konstrukce označovány jako tzv. stropní konstrukce systému Hennebique. Obecné názvosloví: 1 – žebro, 2 – výztuž žebra, 3 – prkno, 4 - mezižebírní deska, 5 – podbití, 6 - podhledová omítka.



Obr.4 – Monolitický železobetonový trémový strop typu Hennebique [4].

A – axonometrie, B – půdorys tvaru

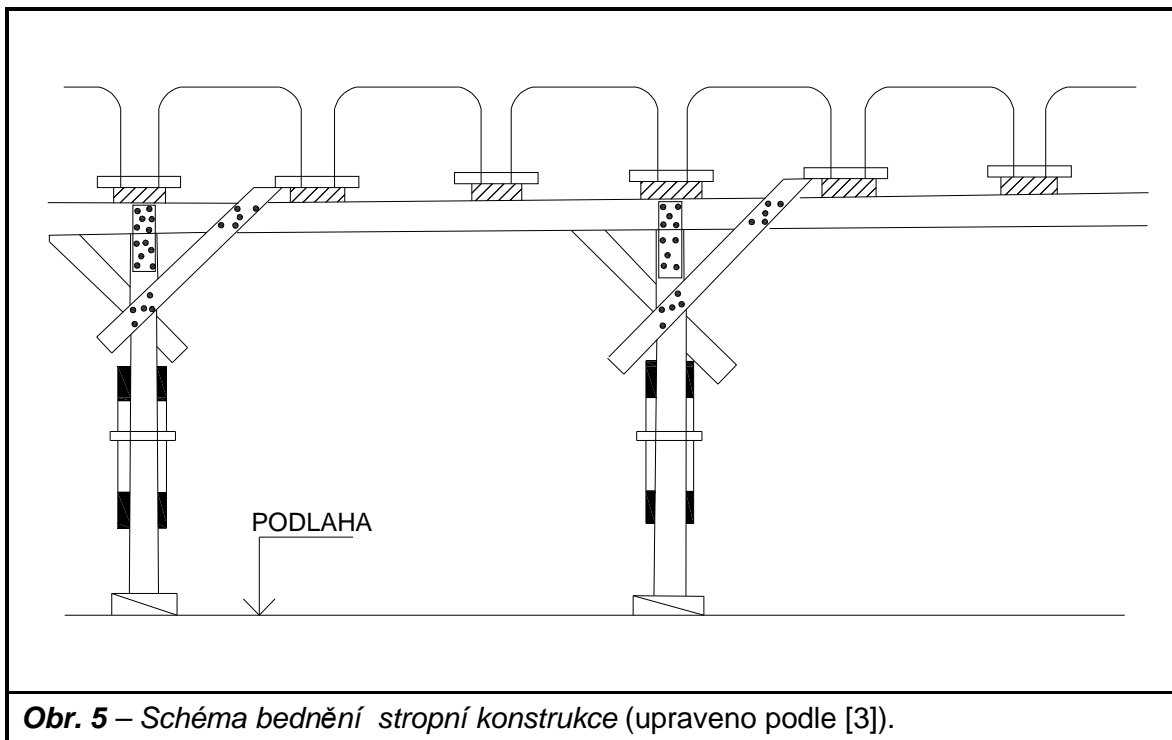
1 – sloup, 2 – průvlak, 3 – trám, 4 - deska

2.2.3 Technologie provádění

Betonování stropů se provádělo do předem připraveného bednění. Bednění bylo vyrobeno na místě z prken a podepřeno sloupky (kulatinou, hranoly). Stabilita mezi bedněním a sloupky byla zajišťována tzv. zavětrováním. Pro železobetonové stropy Hennebique a podobné žebrové konstrukce se později používalo plechových forem (obr.5), které vytvářely hladký povrch lícové strany konstrukce. Výhodou těchto forem byla možnost opakovaného použití. Do dřevěného bednění byla dle statického výpočtu uložena výztuž. Technologické postupy při armování se příliš nelišily od dnešní praxe.

Vzdálenost prutů od sebe včetně krytí byla určena průměrem výztuže, nejméně však 20 mm. Ocelová výztuž se mohla vzájemně dotýkat jen v kolmém křížení [4].

Spojování prutů s třmínky se provádělo vázacím drátem. Podélná výztuž se mohla nastavovat jen v místě nejmenšího namáhání, a to v délce přesahu 40 profilů průřezu prutů s ohyby na konci. Následně se připravená konstrukce zabetonovala.



Obr. 5 – Schéma bednění stropní konstrukce (upraveno podle [3]).

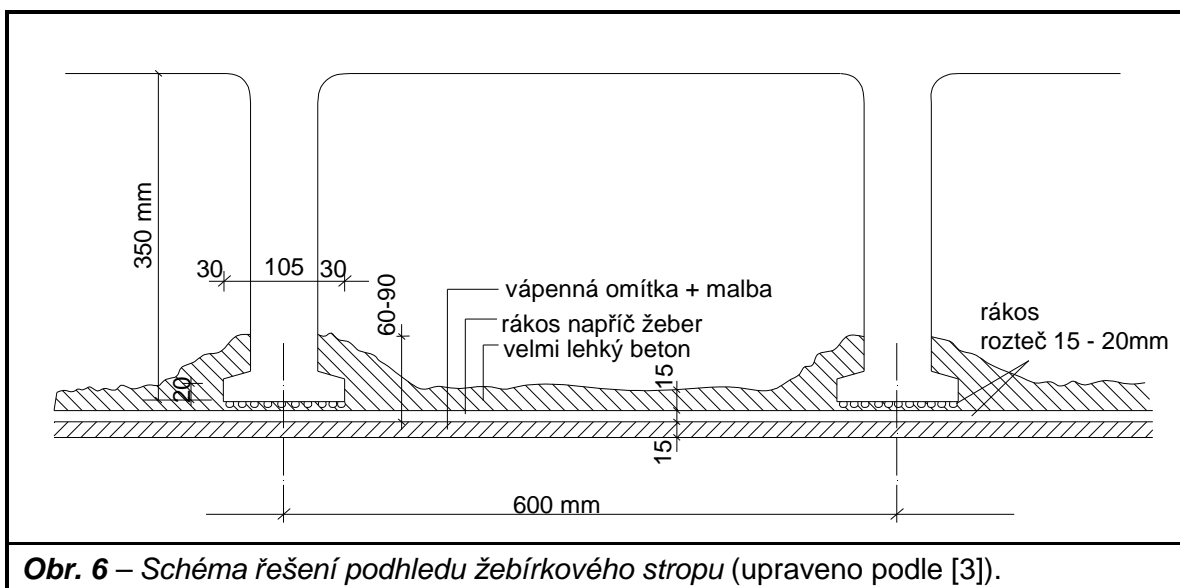
U menších staveb se beton vyráběl převážně ručním mícháním směsí štěrkopísku a cementu na volné podložce vytvořené z prken. Záměsová voda se přilévala z konve. Na větších stavbách bylo přikázáno připravovat betonovou směs strojně v míchačkách. Míchání trvalo zpravidla 1,5 minuty [5]. Konzistence betonové směsi se stanovovala empiricky.

Jako plnivo do betonové směsi se používal kopaný nebo říční štěrkopísek. Kamenivo mohlo být použito pouze čisté bez příměsí hlíny. Zrno nemělo být větší než 30 mm [3]. Pro konstrukce namáhané tahem se lépe osvědčil ostrohranný štěrk. Pro konstrukce z vyztuženého betonu se používaly především portlandské cementy (zvolna tuhnoucí).

Beton se dovážel na místo zpracování v kolečkách po sklonitých rampách nebo se nosil ručně v nosítkách. Betonovalo se po vrstvách o tloušťkách 15 cm [6]. Beton musel být řádně rozprostřený a musel obalovat armaturu. Dle předpisu se nedoporučovalo betonovat při teplotách nižších než +5 °C. Nejvhodnější teplota pro betonování byla okolo 18 °C. Beton se pěchoval ručně pěchovadlem těžkým 12 kg, s dosedací plochou 12 x 12 cm a padajícím z výšky 15 cm. Tekutý beton se jen propichoval tyčí.

Samostatné konstrukce nebo jejich části se zpravidla betonovaly nepřetržitě. U žebrových a trémových konstrukcí se deska betonovala spojitě se žebry, výztuž žeber a desky se připravovala společně. Musela se však upravit, aby nedošlo k jejímu uvolnění. Při betonování bylo nutné také pamatovat na umístění dilatačních spár. U železobetonových staveb se spáry řídily členitostí stavby a jednotlivé dilatační celky nesměly být větší než 30-40 m [3].

Podhledy byly často provedeny neobvyklou metodou, a to jako skořepina z vylehčené hmoty (sádra a škvára) armované rákosem s následným zaomítáním. Prováděny byly pravděpodobně podbedněním žebírek napříč v šířce záběru cca 1,00 - 1,20 m. Mezi bednění a žebírka byl vkládán neštípaný rákos v podélném i příčném směru a následně se bednění dotáhlo. Do vytvořeného prostoru se nanášela hmota vrháním zednickou lžící. K uchycení této vrstvy sloužily oboustranné náběhy na žebírkách tzv. hrobečkování. Po zavadnutí vrstvy následoval další krok spočívající v dalším podbednění opět v šířce záběru cca 1,00 - 1,20 m, vkládání neštípaného rákosu a nanášení lehčené hmoty. Tyto kroky se cyklicky opakovaly až do ukončení výroby podhledu. Po ukončení výroby podhledu a po několika dnech zrání lehčené hmoty, došlo k odbednění a následnému omítání klasickým způsobem vápennou maltou [3]. Schéma podhledu je znázorněno na obrázku 6.



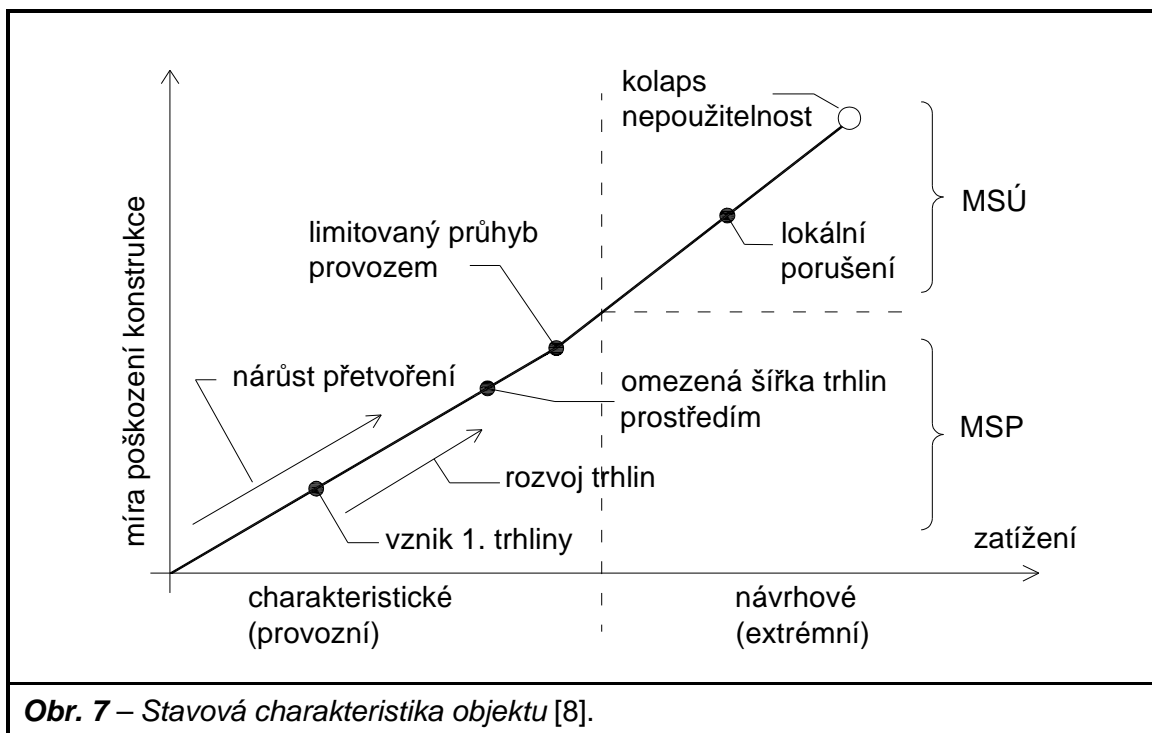
2.3 Navrhování betonových konstrukcí

2.3.1 Zásady pro navrhování

Navrhování betonových konstrukcí lze charakterizovat jako nalezení rozměru prvků konstrukční soustavy, s cílem dosáhnout požadované provozní spolehlivosti navrhovaného inženýrského díla. Návrh obsahuje do jisté míry i optimalizaci konstrukce,

která se obvykle opírá o inženýrskou intuici. Součástí návrhu je také stanovení spojovacích prostředků konstrukčních prvků a též nalezení způsobu vyztužení prvků (např. beton – ocelové pruty či předpínací kabely) [7].

Spolehlivostí rozumíme schopnost konstrukce zachovávat požadované vlastnosti po předem stanovenou dobu jejího technického života tzv. životnost. Ztrátu požadované vlastnosti nazýváme poruchou [7]. Vztah mezi zatížením a mírou poškození konstrukce v průběhu jejího zatěžování (tzv. stavová charakteristika objektu) je znázorněn na obrázku 7.



Vznik poruchy konstrukce se popisuje podmínkami překročení mezního stavu. Kritické stavy, kterých by konstrukce mohla dosáhnout během své životnosti, dělíme do dvou hlavních skupin [7]:

- 1. Mezní stavy únosnosti (MSÚ) – zahrnuje všechny typy chování konstrukce při kolapsu (porušení konstrukce lomem, ztráta stability apod.).
- 2. Mezní stavy použitelnosti (MSP) – převážně svázány s vlivy deformací, zahrnují i trhliny, nadměrné vibrace.

Mezního stavu je dosaženo, je-li:

$$R = E \quad (2.2.1)$$

kde: R ... je odolnost

E ... je účinek zatížení

Podmínka spolehlivosti konstrukce je dána vztahem :

$$R \geq E \quad (2.2.2)$$

V současné době se konstrukce navrhují podle metody mezních stavů. Tato metoda nahradila metodu dovolených namáhání a metodu stupně bezpečnosti.

2.3.2 Metoda dovolených namáhání

V poslední dekádě 19.století se rozšířilo používání železobetonu jako materiálu nosných konstrukcí. Po čase zkoušek a omylů se železobetonové konstrukce navrhovali pomocí teorie dovolených namáhání. Tento způsob výpočtu byl založen na předpokladu dokonale pružného působení materiálu (Hookův zákon). Při výpočtu se uvažovalo s provozními zatíženími, která vyvolala napětí v betonu a oceli. Napětí bylo limitováno tzv. dovoleným napětím materiálu, v rámci lineární oblasti diagramu $\sigma - \epsilon$, betonu a oceli. Tímto způsobem výpočtu však není možné vyjádřit velikost mezního zatížení, které způsobí porušení nosného prvku. Při porušení se totiž beton a ocel chovají jako nepružný materiál [9].

Podmínka bezpečnosti je vyjádřena vztahem [8]:

$$\sigma_k \leq \sigma_{dov} \quad (2.3.1)$$

kde: σ_k ... je napětí od zatížení stanovená za předpokladu pružného chování materiálu vyvozená provozním zatížením

$\sigma_{dov} = f_m/k$... je dovolené namáhání odvozené z průměrné pevnosti materiálu f_m podělené mírou bezpečnosti k

2.3.3 Metoda stupně bezpečnosti

Mezistupněm k dnešní teorii mezních stavů byl hospodárnější způsob výpočtu podle stupně bezpečnosti, kde se již analyzovaly rezervy vyplývající z rozdělení napětí při plastickém přetvoření obou materiálů před vyčerpáním jejich odolnosti. Tato teorie umožňovala vypočítat střední hodnotu mezní odolnosti, která musela být nejméně s -násobně větší než příslušná výslednice sil, vyvolaná maximálním přípustným provozním zatížením [9].

Podmínka bezpečnosti je vyjádřena vztahem [8]:

$$s \times E_k \leq R_m \quad (2.3.2)$$

kde: E_k ... jsou účinky od provozního zatížení

R_m ... je odolnost prvku odvozená z průměrných pevností materiálu

s ... je stupeň bezpečnosti

2.3.4 Metoda mezních stavů

Evropské normy, tzv. Eurokódy vycházejí z teorie mezních stavů. Náhodný charakter mechanických vlastností materiálů a zatížení je zohledněn parciálními součiniteli spolehlivosti. Při ověřování podle mezních stavů únosnosti se porovnávají extrémní hodnoty výslednice vnějších a vnitřních sil v průřezu. Vnější síly jsou vypočtené z návrhové hodnoty zatížení. Vnitřní síly jsou vypočtené z návrhových hodnot pevností obou spolupůsobících materiálů (f_{cd} a f_{yd}).

Ověřením podle mezních stavů únosnosti se analyzuje spolehlivost prvků vůči porušení, selhání, či celkové destrukci. Výsledné průřezové síly v kritických průřezích vytváří vysoké napětí s nelineární závislostí $\sigma - \varepsilon$. Předpoklad zachování rovinnosti průřezu prvku i po přetvoření platí, i když rozdělení napětí v kritickém průřezu je při mezní odolnosti nelineární [9].

Kontrola podle mezních stavů použitelnosti zaručuje bezporuchový provoz a týká se posouzení vzniku a rozvoje trhlin, přetvoření a omezení napětí v materiálech.

Podmínka spolehlivosti pro mezní stav únosnosti je vyjádřena vztahem [8]:

$$E_d \leq R_d \quad (2.3.3)$$

kde: E_d ... je návrhová hodnota účinku zatížení uvažovaného v mezních stavech únosnosti

R_d ... je návrhová přípustná hodnota tohoto účinku (např. únosnost)

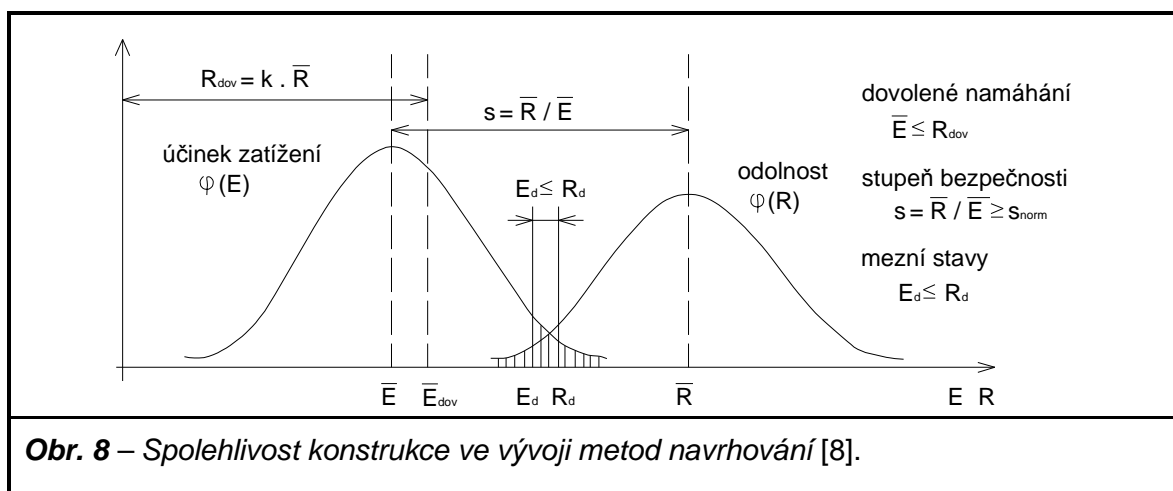
Podmínka spolehlivosti pro mezní stav použitelnosti je vyjádřena vztahem:

$$E_d \leq C_d \quad (2.3.4)$$

kde: E_d ... je návrhová hodnota účinku zatížení uvažovaného v mezních stavech použitelnosti

C_d ... je návrhová hodnota příslušného kritéria bezpečnosti

Jednotlivé metody navrhování spolehlivosti konstrukce jsou zobrazeny na obrázku 8.



2.4 Stanovení fyzikálně mechanických vlastností materiálů z laboratorních zkoušek

2.4.1 Pevnost betonu v tlaku ze vzorků odebraných z konstrukce

Vzorky betonu z konstrukce se odebírají pomocí jádrových vývrtů. Počet jádrových vývrtů je předepsán podle velikosti a členitosti zkoumané konstrukce. Norma ČSN ISO 13822 [10] doporučuje provést odzkoušení nejméně 3 až 6 vzorků. Vývrty mají být odebírány v místech s minimálním výskytem výztuže. Vývrty musí mít takový průměr, aby přesahoval 4x největší rozměr zrn kameniva. Zároveň by měl být však co nejmenší z důvodu minimálního poškození konstrukce. Základní těleso má průměr 150 mm. V praxi se většinou odebírají vývrty o průměru 100 mm. Připouští se i odběr jádrových vývrtů o průměrech 50 mm a 25 mm, což však nelze obecně doporučit. Délka vývrtu má být dvakrát větší než průměr, jestliže se má pevnost porovnávat s válcovou pevností. Jestliže se má pevnost porovnávat s krychelnou pevností, je poměr délky a průměru vývrtu stejný. Dutiny, které vzniknou po odvrtaných vzorcích, se musí vyplnit o třídu lepším betonem, než je původní beton [11].

Odebrané a důkladně popsané vzorky se upraví řezáním na stolní pile s diamantovým kotoučem. Tlačené plochy, které by nesplnily požadavek na rovinnost, se upraví cementovou maltou. Tělesa se ve stavu přirozeně vlhkém změří, zváží a následně zkouší v tlaku.

Pevnost betonu v tlaku na válcích $f_{c,cyl}$ v Mpa se vypočítá ze vztahu [10]:

$$f_{c,cyl} = k_{c,cy} \cdot k_{cy,d} \cdot \frac{F}{A} \quad (2.4.1)$$

Krychelná pevnost betonu (krychle o hraně 150 mm) $f_{c,cube}$ v Mpa se vypočítá ze vztahu [10]:

$$f_{c,cube} = k_{c,cu} \cdot f_{c,cyl} \quad (2.4.2)$$

kde: F ... je největší dosažená síla při zkoušce v N

A ... je tlačená plocha zkušebního tělesa

$k_{c,cy}$... je opravný součinitel pro štíhlost válce $\lambda \neq 2$

$k_{cy,d}$... je opravný součinitel pro průměr válce $d \neq 150$ mm

$k_{c,cu}$... je součinitel pro přepočtení válcové pevnosti vývrtů základních rozměrů na krychelnou pevnost zkušebních těles základních velikostí

Stanovení charakteristické pevnosti se provede statistickým vyhodnocením. Z výsledků n zkoušek $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ materiálové vlastnosti X se stanoví průměr m_x , směrodatná odchylka s_x , a variační součinitel V_x podle vztahů [10]:

$$m_x = \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.4.3), \quad s_x^2 = \frac{\sum (x_i - m_x)^2}{n-1} \quad (2.4.4), \quad V_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (2.4.5)$$

Za předpokladu normálního rozdělení materiálové vlastnosti X se pak charakteristická hodnota X_k (dolní 5% kvantil) stanoví ze vztahu [10]:

$$X_k = m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (2.4.6)$$

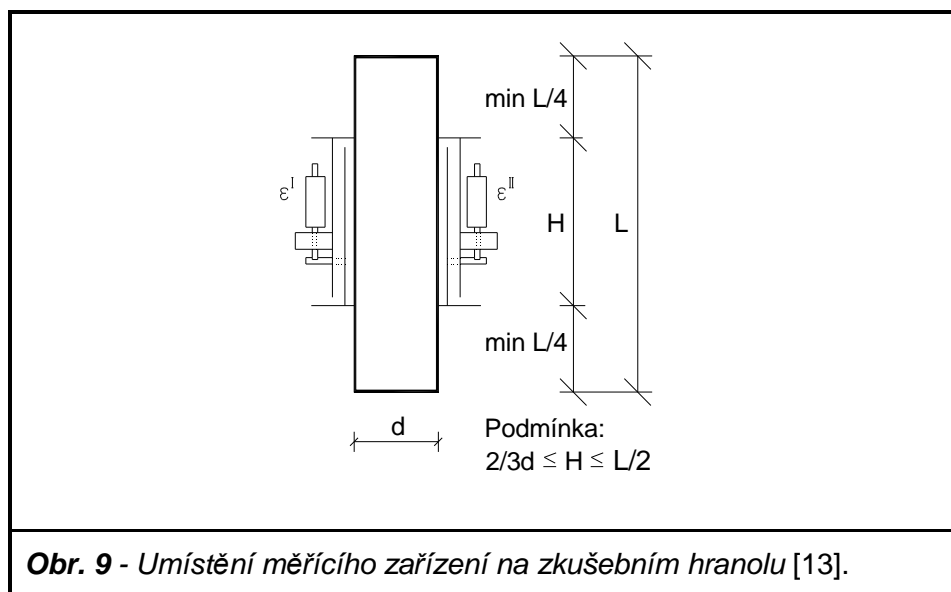
kde: k_n ... je součinitel pro stanovení 5% kvantilu

2.4.2 Statický modul pružnosti betonu v tlaku

Modul pružnosti je významná charakteristika materiálu, která vyjadřuje jeho deformační vlastnosti. Stanovuje se z deformací, které nastávají při stálém zatížení na základě platnosti Hookova zákona [12].

Měření je prováděno na zkušebních vzorcích tvaru válce nebo hranolu. Jejich délka L je dvou až čtyř násobkem příčného rozměru d . Vzorky se zatěžují ve zkušebním lisu tlakem a měří se vznikající deformace. Úroveň zatížení se přitom volí tak, aby odpovídala základnímu napětí σ_b o hodnotě 0,5 Mpa a hornímu napětí σ_a , jehož hodnota je rovna jedné třetině pevnosti betonu v tlaku. Z těchto napětí a vypočtené zatěžovací plochy zkušebního tělesa se určí základní síla F_b a horní síla F_a , které bude nutné vyvodit na zkušebním lisu. Vlastní zatěžování, které probíhá v cyklech mezi základním a horním napětím, lze rozdělit na centrování, předběžné zatěžování a zatěžování pro stanovení modulu pružnosti.

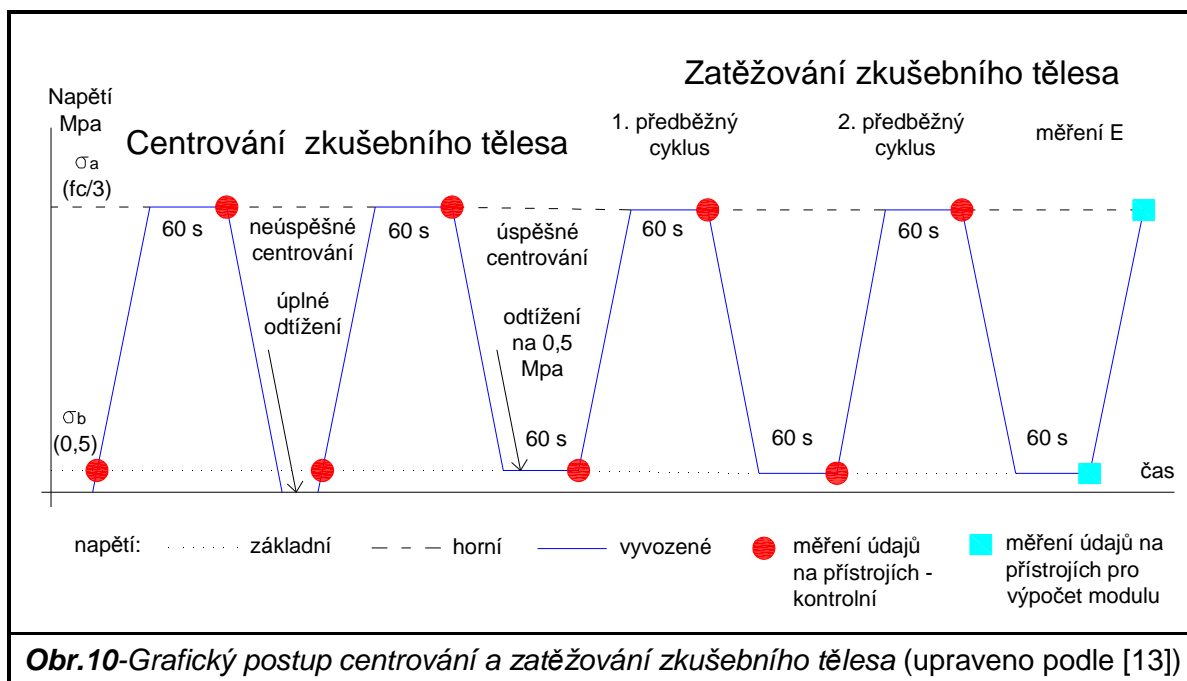
Deformace jsou měřeny na dvou protilehlých stranách pomocí mechanických tenzometrů typu HM s číselníkovými nebo digitálními úchylkoměry. Tenzometry musí být na zkoušeném vzorku upevněny tak, aby měřené body byly stejně vzdálené od obou konců tělesa. Vzdálenost měřených bodů musí být od koncové hrany ve vzdálenosti odpovídající minimálně 1/4 výšky vzorku. Kvůli přesnosti měření má být měřící základna H co možná nejdelší. Rozhodně nesmí být menší než 2/3 d (obr. 9). Pro úplnou zkoušku je zapotřebí šest zkušebních těles. Na třech vzorcích se určí pevnost betonu v tlaku f_c , potom následuje na zbývajících tělesech měření modulu pružnosti [13].



Obr. 9 - Umístění měřicího zařízení na zkušební hranolu [13].

Při centrování tělesa vložíme zkušební vzorek s osazenými tenzometry dostředně do zkušebního lisu a zatížíme na hodnotu základního napětí σ_b . Poté ihned přečteme údaje na měřicích přístrojích (měření musíme dokončit do 30 sekund). Zatížení dále zvyšujeme plynule do hodnoty horního napětí σ_a . Zde udržujeme zatížení po dobu 60 sekund a opět odečteme naměřené údaje. Jestliže se jednotlivá poměrná přetvoření ϵ liší od své průměrné hodnoty o více než 20 % je nutno vzorek zcela odtížit, upravit polohu ve zkušebním lisu a postup opakovat. Je-li tato podmínka splněna provedeme odtížení na hodnotu základního zatížení σ_b a pokračujeme předběžným cyklem zatěžování. Těleso udržujeme po dobu 60 sekund na zatížení základního napětí σ_b . Po přečtení naměřených údajů zatížení plynule zvýšíme na hodnotu horního napětí σ_a , zde opět odečteme naměřené údaje. Tento cyklus ještě nejméně jednou opakujeme se stejnou rychlostí zatěžování a odtěžování. Po provedení posledního předběžného zatěžovacího cyklu následuje cyklus zatěžování pro stanovení modulu pružnosti. Při měřeném zatěžovacím cyklu udržujeme po dobu 1 minuty zatížení na základním napětí σ_b a přečteme naměřené hodnoty na měřicích přístrojích. Poté těleso znovu plynule zatížíme na napětí σ_a a tentokrát ihned bez minutové prodlevy přečteme údaje na přístrojích [13].

Grafický postup centrování a zatěžování zkušebního tělesa je znázorněn na obrázku 10.



Statický modul pružnosti v betonu dostaneme zpracováním těchto hodnot [12].

Délkové změny jednotlivých základů $\Delta l^I, \Delta l^{II}$ jsou dány změnami čtení úchylkoměrů:

$$\Delta l = h_a - h_b \quad (2.4.7)$$

kde: h_a ... je čtení úchylkoměru na horním zatěžovacím napětí v mm

h_b ... je čtení úchylkoměru na základním zatěžovacím napětí v mm

Průměrná délková změna $\Delta l^{I,II}$ je určena vztahem:

$$\Delta l^{I,II} = \frac{\Delta l^I + \Delta l^{II}}{2} \quad (2.4.8)$$

Průměrné poměrné přetvoření $\Delta \varepsilon^{I,II}$ v mm/m resp. ‰ vypočteme z následujícího vztahu:

$$\Delta \varepsilon^{I,II} = \frac{\Delta l^{I,II}}{H} \quad (2.4.9)$$

kde: $\Delta l^I, \Delta l^{II}$... je průměrná délková změna základů v mm

H ... je délka měřicí základny mechanického tenzometru ($H = 0,200$ m)

Statický modul pružnosti v tlaku E_c v Mpa vypočítáme ze vztahu:

$$E_c = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon^{I,II}} \cdot 1000 \quad (2.4.10)$$

kde: $\Delta \sigma$... je rozdíl napětí $\sigma_a - \sigma_b$ při zatěžování v N/mm²

$\Delta \varepsilon^{I,II}$... je průměrná změna poměrného přetvoření mezi horním a základním napětím

2.4.3 Tahová zkouška oceli za okolní teploty

Tahová zkouška oceli spočívá v deformaci zkušební tyče tahovým zařízením za účelem zjištění jedné nebo více mechanických vlastností. Zkouška se obvykle provádí do přetržení zkušební tyče [14].

Tahovou zkoušku provádíme ve zkušebním lisu. Zkušební tyč upneme do čelistí zkušebního stroje, nastavíme zařízení pro záznam pracovního diagramu a zatěžíme předepsanou rychlostí podle ČSN EN 10002-1. Pevnost v tahu stanovíme z největšího zatížení odečteného na stupnici lisu podle vztahu [14]:

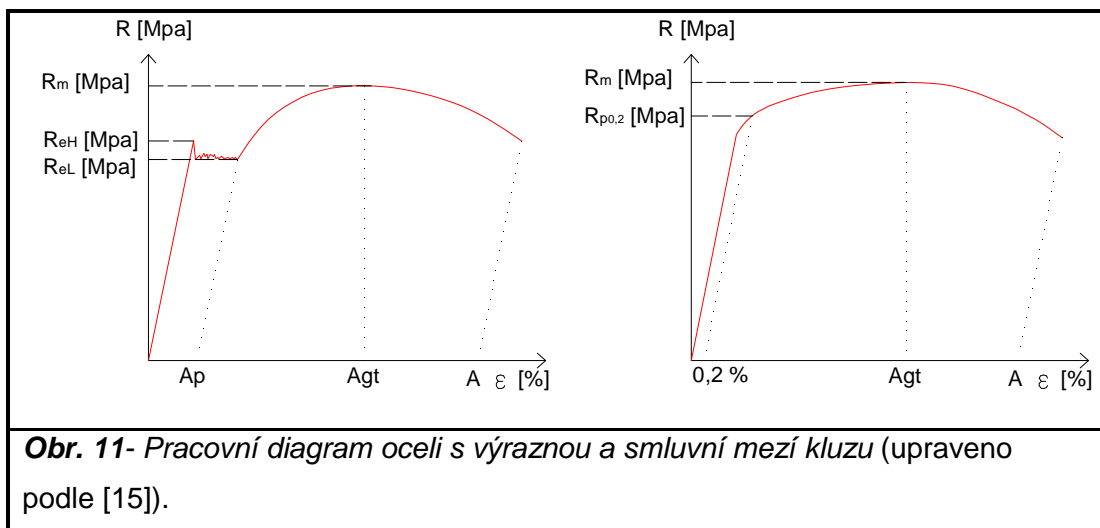
$$R_m = \frac{F_m}{S_0} \quad (2.4.11)$$

kde: F_m ... je největší zatížení v N
 S_0 ... je počáteční plocha příčného průřezu zkušební tyče v mm²

Zkoušená ocel může být s výraznou nebo smluvní mezí kluzu (obr. 11). Mez kluzu je napětí, při kterém dochází ke kluzovému jevu. To znamená, že dochází ke vzniku plastické deformace bez přírůstků zatížení. U výrazné meze kluzu rozlišujeme horní mez kluzu R_{eH} a dolní mez kluzu R_{eL} . Horní mez kluzu je stanovena jako napětí odpovídající prvnímu okamžiku poklesu zatížení. Dolní mez kluzu je definována jako nejnižší napětí v průběhu plastického kluzu.

Pokud ocel nemá výraznou mez průtažnosti (mez kluzu), zavádí se technickým předpisem tzv. smluvní mez průtažnosti. Jedná se o hodnotu napětí, při jehož dosažení a následném odlehčení zůstane v materiálu jistá dohodnutá trvalá deformace. V Evropě je tato hodnota 0,2 %. Mluví se tedy o mezi 0,2 v tahu. V USA je předepsaná hodnota 0,1 % [15].

Z výsledků tahové zkoušky lze také stanovit tažnost a kontrakci oceli.



2.5 Zjišťování výztuže magnetickými indikátory

U konstrukcí, u kterých se nedochovala jejich projektová dokumentace a je třeba zjistit vyztužení konstrukce, zjišťujeme polohu a krytí výztuže magnetickými indikátory. Magnetická metoda zjišťování neznámých parametrů výztuže je založena na využití feromagnetického jevu nebo vířivých proudů, které způsobují změnu charakteristik magnetického pole sondy při jejím přiblížení k prutům výztuže. Předností magnetických indikátorů je rychlost a jednoduchost kontroly polohy výztuže, nevýhodou řada omezení vyplývajících z možností přístrojů, jež jsou dány fyzikálními principy této měřicí metody. V případě hustého vyztužení (malá vzdálenost prutů výztuže) a nebo vyztužení v několika vrstvách tato metoda zjišťování polohy výztuže, z části nebo vůbec nefunguje [11].

Poloha výztuže se určuje kolmým pohybem indikátoru v předpokládaném směru výztuže. Přejede-li indikátor přes výztuž, vydá přístroj zvukový tón. Toto místo si označíme a postup opakujeme i z druhé strany. Poloha osy výztuže se pak nachází mezi označenými body. Některé sondy mají i směrový účinek. Po nalezení prutu výztuže, lze otáčením sondy upřesnit směr uložení prutu.

Nejčastěji se pro zjištění polohy výztuže používá přístroj Profometer (obr. 12). Součástí přístroje je indikační přístroj a různé druhy sond (bodová, hloubková). Novější verze mají pouze jednu univerzální sondu, která nám umožňuje rychlejší a přesnější měření.



Obr. 12 - Přístroj Profometer 4.

2.6 Výpočetní program ATENA

2.6.1 Základní informace o programu

ATENA je výpočetní program pro simulaci skutečného chování betonových a železobetonových konstrukcí. Program byl vyvinut firmou Červenka Consulting z Prahy. Je založen na deformační metodě konečných prvků. Jeho hlavní charakteristikou je použití nelineárních modelů materiálu. To umožňuje analyzovat chování stavební konstrukce v kritických podmínkách, kdy dochází k jejímu porušování. Během vývoje programu pro beton a betonářskou výztuž byly vytvořeny další materiálové modely vhodné pro simulování cihelného či kamenného zdiva, vláknobetonu, zvláštních druhů výztuže (např. uhlíkových tyčí) nebo podloží. Tyto modely lze pak snadno kombinovat pro řešení spřažených konstrukcí z různých materiálů [16].

Program ATENA je složen z výpočtového jádra a uživatelského rozhraní. Výpočtové jádro má schopnosti 2D a 3D analýz kontinuálních konstrukcí. Obsahuje knihovny konečných prvků, materiálové modely a výpočtové metody. Grafické uživatelské rozhraní ATENA je program, který umožňuje přístup k výpočtovému jádru ATENY. Je omezeno na 2D modelování a zahrnuje stavy rovinné napjatosti, rovinné deformace a rotační symetrie.

Program ATENA se používá v České republice i v zahraničí. Je využíván nejen pro ověření projektu nových konstrukcí, ale i pro posouzení stávajících konstrukcí, zejména v případech jejich poruch a ověření možných způsobů sanace, nebo při návrhu rekonstrukcí. Jedním z prestižních českých uživatelů programu ATENA je například Kloknerův ústav v Praze, v mezinárodním měřítku pak například Německé dráhy [16].

Uživatel programu ATENA pracuje s těmito třemi částmi:

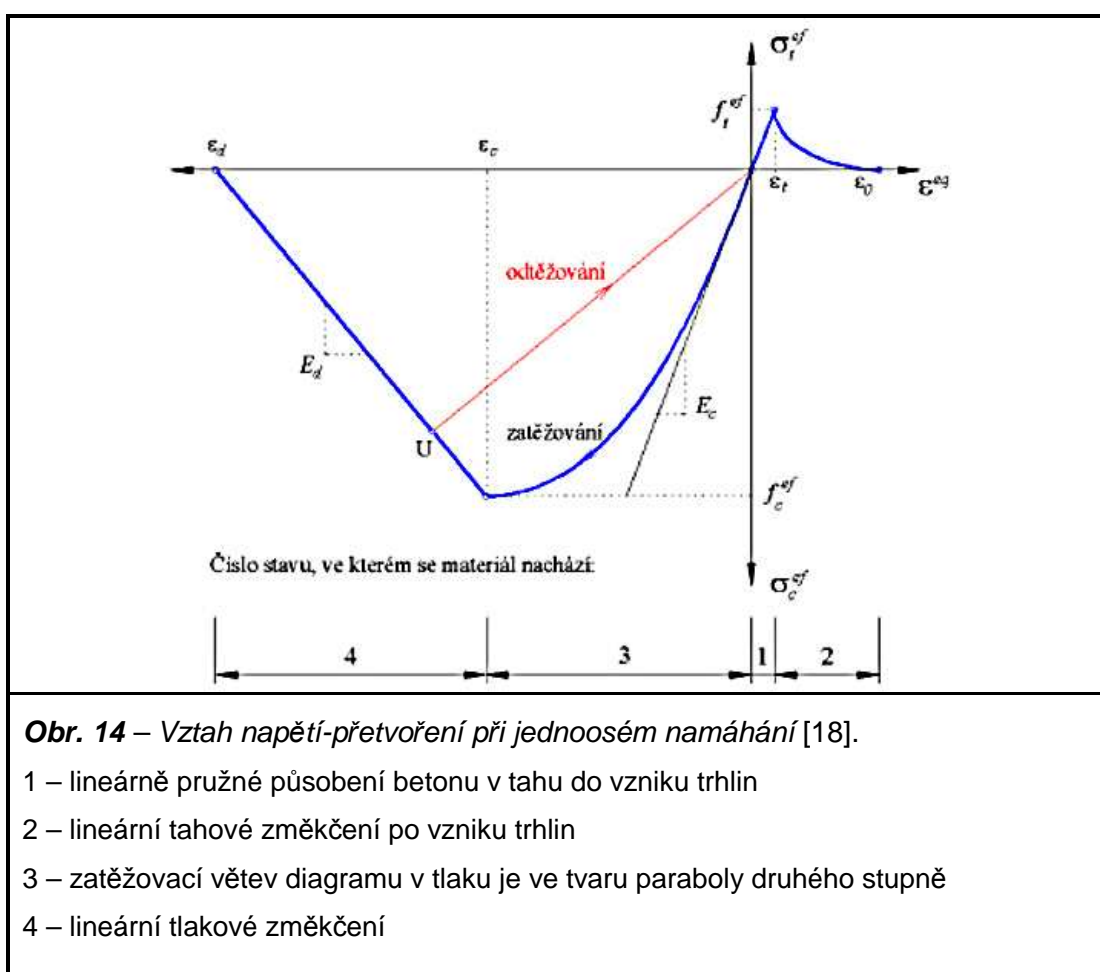
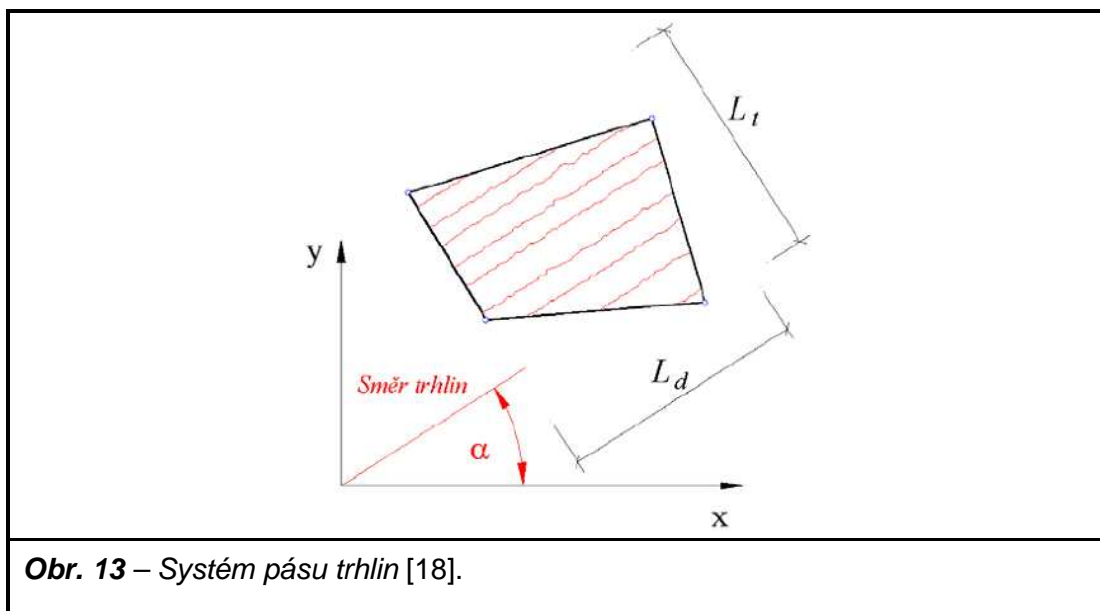
- pre – processing
- řešitel
- post – processing

V části pre – processing je vytvářen analytický model pro výpočet metodou konečných prvků pomocí plně automatického generátoru MKP sítě. V této části se zadává zatížení, okrajové podmínky prvku, výpočtové kroky apod. V části řešitel je provedena nelineární MKP analýza. Po ukončení výpočtu program automaticky vstoupí do třetí části módu výsledky (post-processing).

2.6.2 Nelineární model betonu

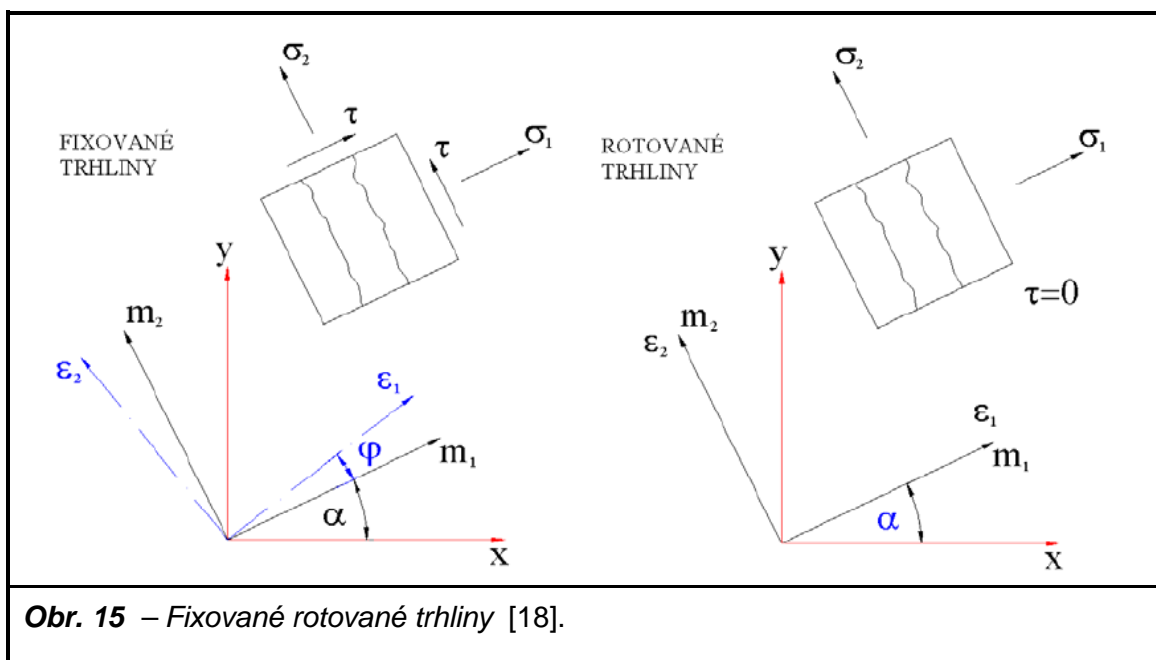
Beton je složitý heterogenní materiál se silně nelineární odezvou při zatížení. Pro realistický výpočet odezvy betonových konstrukcí se používají nelineární materiálové modely [17].

Chování betonu v tahu je v programu ATENA modelováno pomocí nelineární lomové mechaniky kombinované s metodou pásu trhlin (obr. 13) a konceptem rozetřených trhlin. Hlavními materiálovými charakteristikami jsou tahová pevnost, lomová energie a tvar funkce změkčení (křivky charakterizující velikost otevření trhliny v závislosti na zbytkovém tahovém napětí křivky napětí - obr. 14) [18].



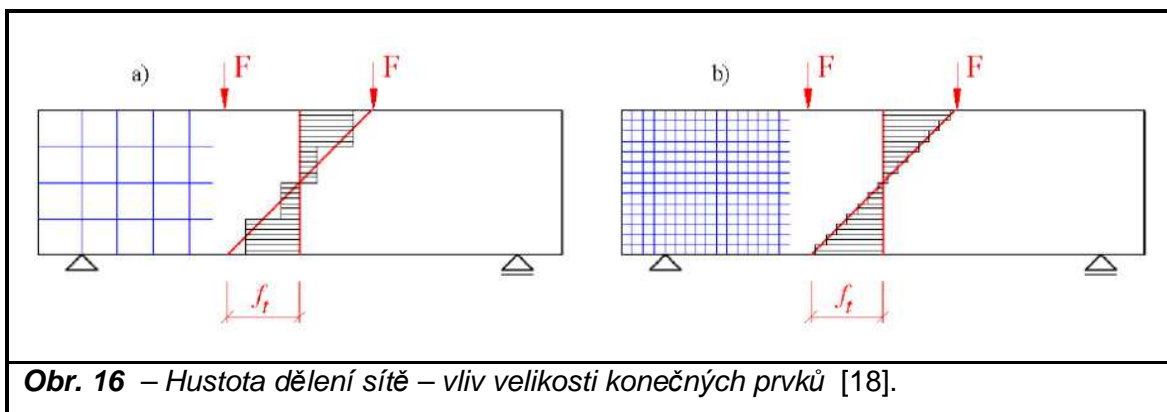
Poměrné přetvoření odpovídající šířce trhliny je vztaženo k velikosti konečného prvku. V materiálovém zákonu pro model rozetřených trhlin musí být proto stanoveno individuálně pro každý konečný prvek tak, aby byl zachován předepsaný vztah pro šířku otevření trhliny. Tento model poskytuje objektivní výsledky neboť je formulován energeticky a jeho závislost je na síti konečných prvků zanedbatelná [18].

Využívány jsou dva modely rozetřené trhliny (obr. 15): model fixovaných a rotovaných trhlin. V obou modelech dochází ke vzniku trhliny v momentu vyčerpání tahové pevnosti materiálu. Vznik trhlin podle konceptu rozetřených trhlin znamená, že pro konečný prvek je od tohoto okamžiku použit ortotropní materiálový model.



2.6.3 Síť konečných prvků

Vliv velikosti sítě konečných prvků je pro spolehlivost simulace důležitý z hlediska napětí v jednotlivých prvcích. Na obrázku 16 jsou zobrazeny dvě velikosti sítí, z nichž je patrné, že čím hustší síť konečných prvků zvolíme, tím dosahujeme přesnějších hodnot napětí po výšce průřezu. Ideální dělení sítě po výšce průřezu je cca 12 prvků [18].

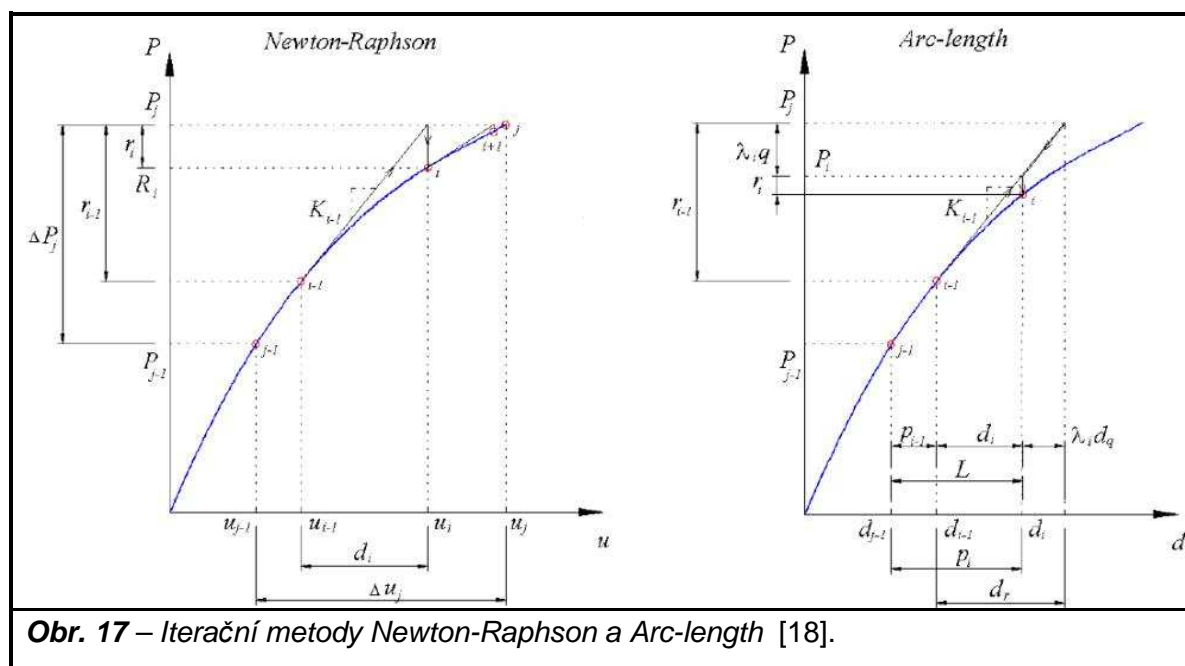


2.6.4 Materiálový model výztuže

Pro definování materiálových parametrů výztuže nabízí program ATENA jednoosý zákon pro vztah napětí - deformace ve vyztuženém prutu. Dostupné jsou tyto čtyři typy zákonů: lineární, bi-lineární, multi-lineární a bi-lineární se zpevněním. Při zadávání je definována pouze tahová část zákona. Nicméně v programu je uvažována kompletní symetrická podoba zákona pro tah a tlak [18].

2.6.5 Řešení rovnic rovnováhy

ATENA má pro nelineární analýzu k dispozici dvě metody výpočtu (obr. 17). První vychází z Newton-Raphsonovy iterační metody, druhá využívá postup Arc-length (metoda délky oblouku). Matice vnějších sil P a matice posunů U obsahují v případě metody Newton-Raphson jeden vektor a v případě metody Arc-length dva sloupcové vektory [18].



Obr. 17 – Iterační metody Newton-Raphson a Arc-length [18].

3. PRAKTICKÁ ČÁST

Zatěžovací zkoušky byly prováděny na stropní konstrukci nad druhým nadzemním podlažím v budově B Filozofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně. Zatěžovaná stropní konstrukce se nachází v rohové místnosti severního křídla situovaného v severní části objektu. Zatěžovací zkoušky proběhly za účelem ověřit zda konstrukce splňuje požadavky spolehlivosti pro užitné zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 [19]. Tato hodnota je pro kategorii škol $3,0 \text{ kN/m}^2$. Při zatěžovacích zkouškách bylo postupováno podle ČSN 73 2030 [1].

Umístění a pohled na budovu je na obrázcích 18 a 19. Výkresy půdorysu 2.NP a 3.NP jsou znázorněny v příloze A.



Obr. 18 – Celková situace umístění objektu budovy B v areálu Filozofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně (upraveno podle [20]).

A



B



Obr. 19 – Východní (snímek A) a severní (snímek B) průčelí budovy B ve dvoře areálu Filozofické fakulty [3].

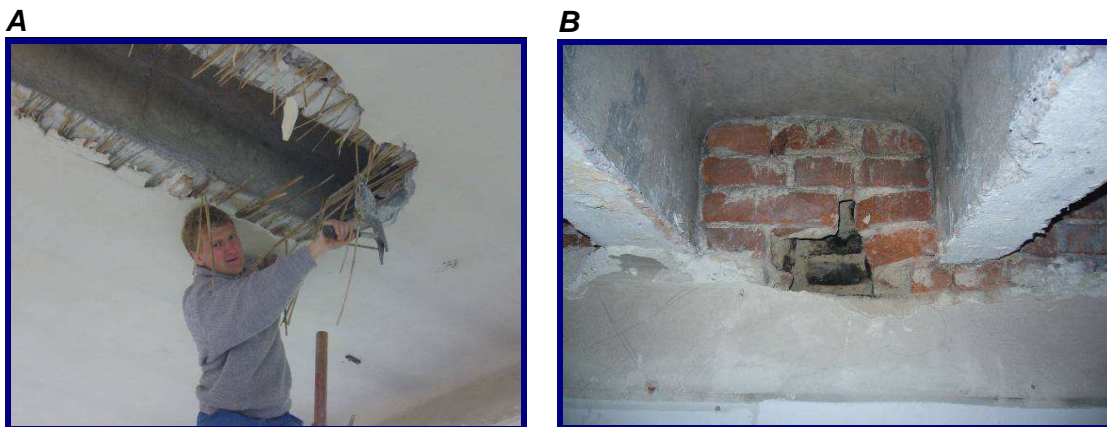
3.1 Zatěžovací zkouška na dvojici žeber „TT”

3.1.1 Příprava zatěžovací zkoušky

Stropní konstrukce je tvořena železobetonovým žebírkovým stropem systému Hennebique. Z důvodu pochybností o dalším využívání budovy bylo možno provést narušení části podhledu a podlahy konstrukce. A tím tak přizpůsobit konstrukci příznivějším podmínkám pro zatěžování.

V prvotní fázi byla akustickou trasovací metodou zjištěna pozice žeber stropní konstrukce. Došlo k odstranění podhledu (obr. 20 A), který byl tvořen ze sádro-škvárové hmoty armované rákosem a omítkou. Podhled byl odstraněn a zarovnán po celé délce místnosti v oblasti okolo dvou vybraných stropních žeber o šířce pruhu cca 1,5 m.

Dále byla provedena kontrola uložení stropu v krajních podporách. Stropní žebra jsou v podélném směru uložena do nosných zděných konstrukcí z plných pálených cihel. Na jedné straně u obvodového zdiva byl objeven starý nepoužívaný komínový průduch, ale nebyl objeven ztužující věnec (obr. 20 B). Na straně druhé u vnitřní nosné zdi, kde navazuje stropní konstrukce vedlejší místnosti, nebylo vyloučeno vzájemné spolupůsobení těchto sousedních stropních konstrukcí. Za těchto podmínek vzniká pochybnost o statickém působení zkoušené konstrukce. To však neovlivní průběh ani výsledek zatěžovací zkoušky.



Obr. 20 – Odstraňování podhledu (snímek A), komínový průduch ve zdivu (snímek B).

V další fázi příprav byla stropní konstrukce ve čtyřech rozích mezižeburní desky u podpůrných nosných zdí ze spodu provrtána z důvodu orýsování pruhu na podlaze v místnosti nad zatěžovanou stropní konstrukcí. Následně bylo provedeno proříznutí a odebrání všech souvrství konstrukce podlahy (tab. 1) až na mezižeburní železobetonovou stropní desku. Zde byla zjištěna výšková nerovnost desky. Nad jedním žebrem byla deska po celé délce o cca 1 cm vyšší. Poté byl na obou krajních stranách proříznut v desce

zatěžovací pruh o šířce 1 m (obr. 21). Proříznutí bylo provedeno z důvodu, aby nebyla zatěžovaná část stropní konstrukce ovlivňovaná tuhostí okolní konstrukce stropu. Proříznutí nebylo možno provést v oblasti uložení stropní konstrukce v nosném zdivu. V těchto částech je zatěžovaná část konstrukce ovlivněna spolupůsobící stropní konstrukcí a přitížením od konstrukce nosného zdiva.

Tab. 1 – Skladba podlahy ve 3.NP

Konstrukční vrstva podlahy	Tloušťka [mm]
PVC	2
parkety	22
prkna	30
násyp (stavební rum)	110-120

A



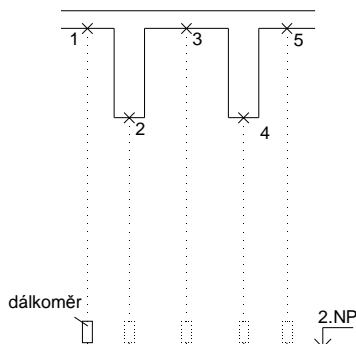
B



Obr. 21 – Proříznutý zatěžovací pruh (snímek A), rozdílná výška desky (snímek B).

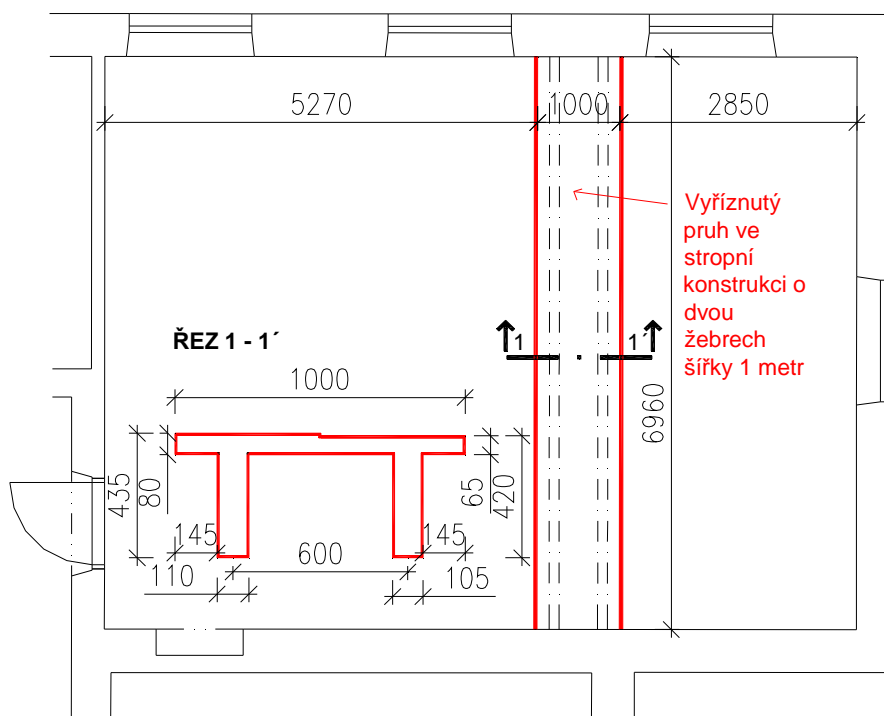
Před odebráním všech souvrství skladby podlahy a proříznutím desky stropní konstrukce, bylo provedeno měření vzdáleností zvolených bodů. Vzdálenost se měřila laserovým dálkoměrem od spodního líce stropní konstrukce ke konstrukci podlahy 2.NP. Stejně měření proběhlo i po odebrání vrstev konstrukce podlahy. Z naměřených výsledků (tab. 2) je patrné, že stropní konstrukce byla odebráním vrstev odlehčena a došlo k jejímu nadzdvihnutí.

Tab. 2 – Naměřené hodnoty vzdáleností od konstrukce podlahy 2.NP po spodní líc.



Bod	Naměřená vzdálenost (m)	
	Před odebráním vrstev	Po proříznutí kce
1	4,151	4,152
2	3,788	3,789
3	4,144	4,145
4	3,802	3,804
5	4,145	4,147

Po proříznutí a začištění zatěžovacího pruhu byla zaměřena jeho poloha a délka. Také byly zjištěny rozměry a osová vzdálenost stropních žebřer (obr. 22).



Obr. 22 – Zatěžovací pruh šířky 1 metr o dvou stropních žebřerch.

3.1.2 Zatěžovací rozvaha

Po zjištění vyztužení stropních žebřer (bude blíže popsáno v kapitole 3.5) a předpokládané pevnosti betonu třídy C 8/10 byla spočítána teoretická hodnota zatížení na mezi únosnosti (tab. 3).

Tab. 3 – Výpočtová hodnota zatížení pro předpokládané dosažení meze únosnosti.

Šířka b	Výška h	Těžiště výztuže d ₁	Rameno vnitřních sil z _c = h - d ₁ - 0,5 · 0,8x	Moment únosnosti M _{rd} = F _s · z _c
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]
1000	420	44,16	345,94	110,28
Výztuž			Moment od vl. tíhy M _{ed} = 1/8 q _d l ²	Moment od zatížení M _{qd} = M _{rd} - M _{ed}
f _{yd}	A _s	F _s = A _s · F _{yd}	[kNm]	[kNm]
[Mpa]	[mm ²]	[kN]	33,40	76,87
180	1771	318,78		
Beton			Teoretická hodnota zatížení na mezi únosnosti	
f _{yd}	A _c = F _s /f _{yd}	x = A _c /(0,8 · b)	q _d = 8 · M _{qd} /l ²	
[Mpa]	[mm ²]	[mm]	[kNm]	
5,33	59808,63	74,76	10,98	

Jako závaží, nahrazující zatěžovací břemena pro zatěžování, byly zvoleny betonové válce s průměrem podstavy 200 mm a průměrnou hmotností jednoho kusu 17,7 kg (obr. 23). Provozní hodnota stálého zatížení, které bylo odebráno odstraněním konstrukčních vrstev podlahy, byla nahrazena hodnotou $0,89 \text{ kN/m}^2$. Tato hodnota zatížení je menší než hodnota původních odstraněných vrstev. Tento jev lze odůvodnit skutečností, že v případě provozuschopnosti budovy B by pravděpodobně došlo k nahrazení konstrukčních vrstev podlah materiály nižších objemových hmotností. Hodnota provozního nahodilého zatížení V_s byla stanovena dle ČSN EN 1991-1-1 [19], kde se uvádí pro kategorii konstrukcí škol $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Extrémní hodnota nahodilého zatížení $G_s + V_{d1}$ byla stanovena jako 1,3-násobek hodnoty provozního zatížení. Poslední zatěžující stav ($G_s + V_{d2}$) byl vytvořen naskládáním zbylého závaží, které zůstalo k dispozici. Hodnoty zatížení při jednotlivých zatěžovacích krocích jsou uvedeny v tabulce 4.



Obr. 23 – Betonové válce sloužící jako závaží při zatěžovací zkoušce.

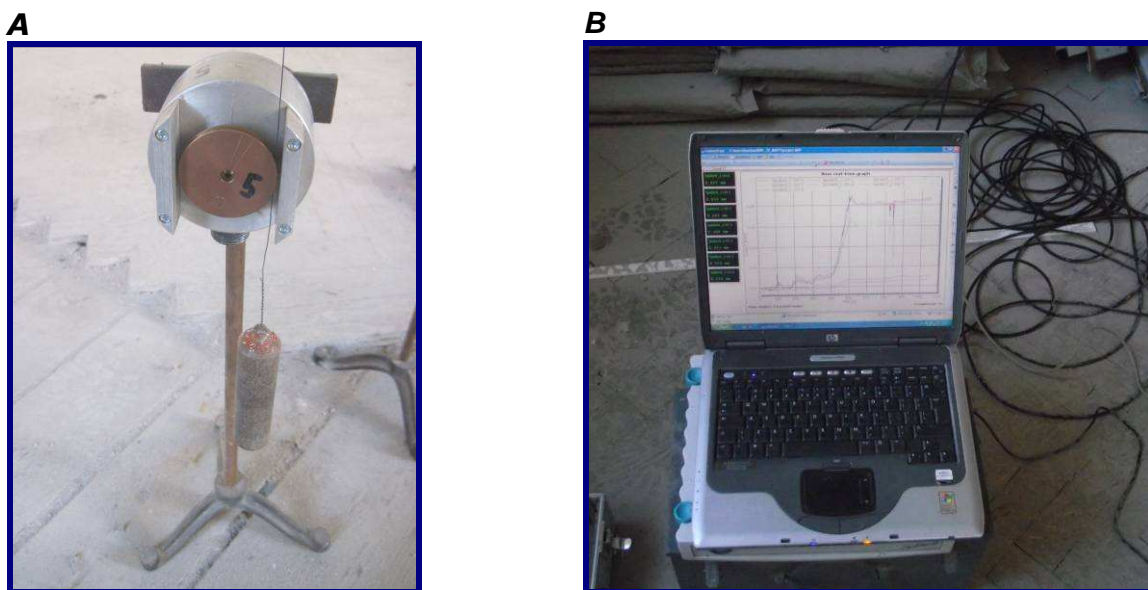
Tab. 4 – Hodnoty přírůstků zatížení při jednotlivých zatěžovacích krocích

Popis zatěžovacího kroku	Označení zatěžovacího kroku	Počet závaží	Hmotnost [kg]	Síla [kN]	Zatížení [kN/m^2]	Zatížení [kN/m]
Stálé provozní zatížení	G_s	35	619,50	6,20	0,89	0,89
Provozní nahodilé zatížení	V_s	120	2124,00	21,24	3,03	3,03
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V_{d1}	36	637,20	6,37	0,91	0,91
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V_{d2}	43	761,10	7,61	1,09	1,09

3.1.3 Provedení zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška byla provedena 29.října 2010. Zatěžování proběhlo bez dosažení meze únosnosti. Pro kladení závaží byl na zatěžovacím pruhu zhotoven dřevěný rošt, který zároveň vyrovnal rozdílnou výšku desky. Rošt byl tvořen z prken, která původně tvořila jednu z vrstev konstrukce odstraněné podlahy.

Měření průhybů bylo provedeno pomocí sedmi potenciometrických snímačů deformací MS04 s přesností měření 0,01 mm. Snímače byly napojeny k měřicí ústředně HBM Spider 8, která byla přes paralelní port propojena s počítačem (obr. 24). Data byla snímána frekvencí 0,5 Hz s přihlédnutím na charakter zatěžovací zkoušky. Naměřená data byla převáděna do grafické podoby, což umožňovalo sledovat aktuální průběh měřených deformací a operativně tak řídit průběh zatěžování. Měření deformací v podobě průhybu bylo prováděno: dvakrát u krajních podpor (W0, W1); dvakrát ve třetinách světlého rozpětí (W2, W3) a třikrát v polovině rozpětí (W4, W5, W6). Rozmístění měřených bodů je znázorněno na obrázku 25.

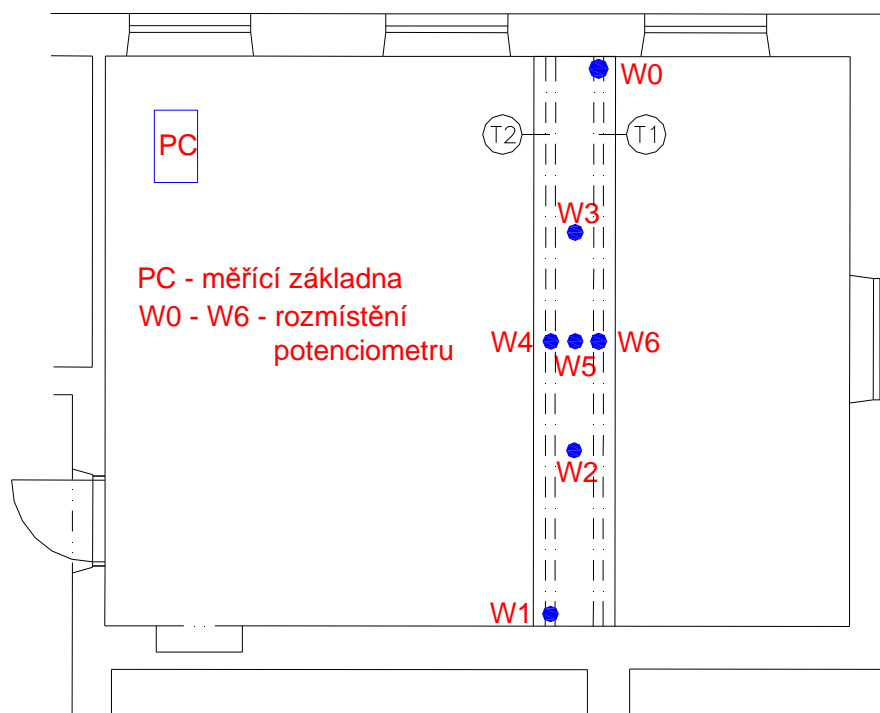


Obr. 24 – Potenciometrický snímač deformací (snímek A), měřicí ústředna (snímek B).

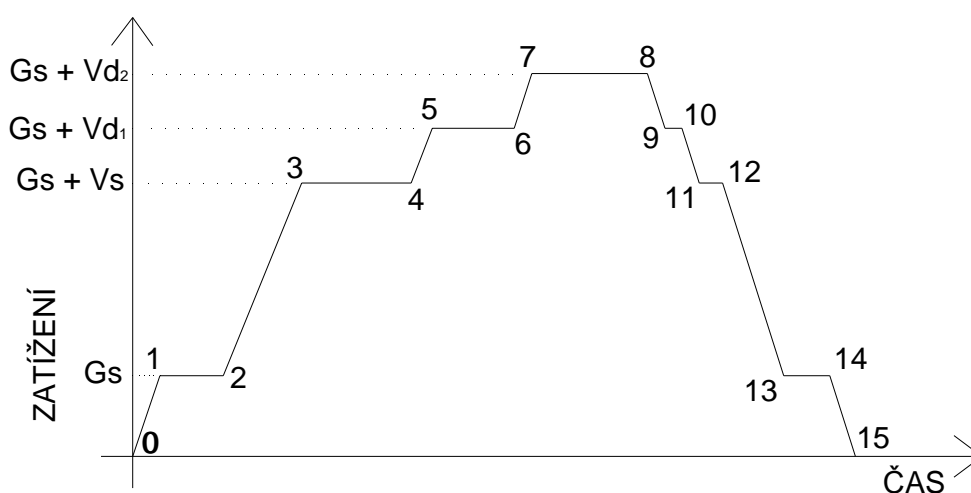
Po osazení a napojení snímačů proběhla zatěžovací zkouška stropní konstrukce. Postup zatěžování a schéma rozmístění závaží v jednotlivých krocích jsou znázorněny a popsány na dílčích částech obrázku 26. Tato zatěžovací zkouška byla provedena čistě jako informativní pro seznámení se s konstrukcí. Z tohoto důvodu nebylo provedeno odlehčení na hodnotu G_s při dosažení zatížení $G_s + Vd_1$, ale konstrukce byla dále zatěžována.

V průběhu zatěžování bylo nutno se závažími zacházet tak, aby nebyl zkreslen a ovlivněn průběh deformací. Snahou při zatěžování bylo zajistit rovnoměrný průhyb. Závaží

tedy byla v jednotlivých zatěžovacích krocích rozmísťována do 7 polí symetricky vzhledem k ose procházející polovinou světlého rozpětí.

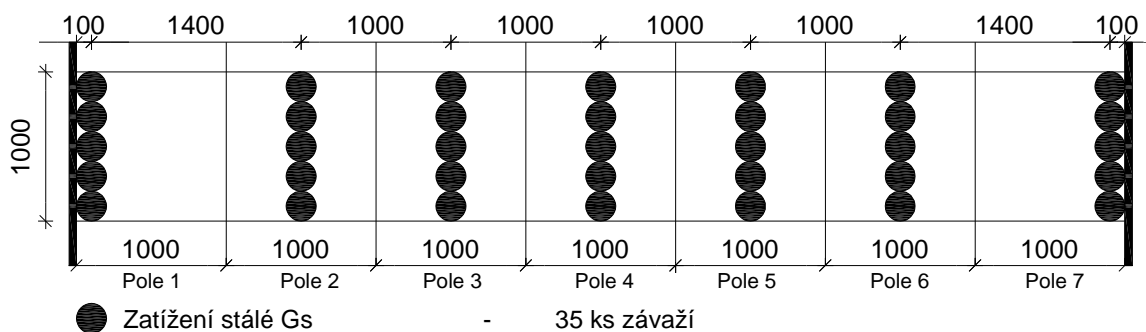


Obr. 25 – Schéma bodů a měřičské základny pro měření deformací.



Obr. 26a – Zatěžovací postup při zatěžovací zkoušce, dvojice žebér TT.

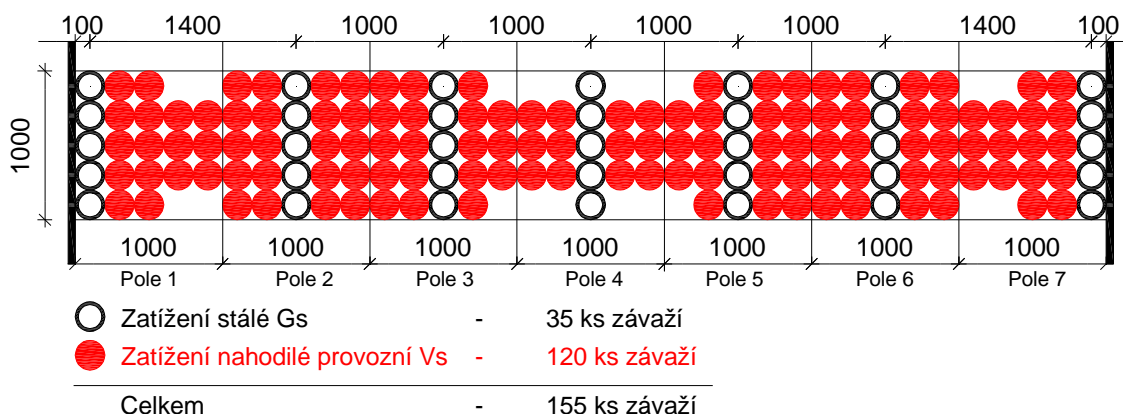
Na počátku zatěžování byla konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou. Tato skutečnost odpovídá bodu 0 na obrázku 26a. Následně byla konstrukce zatížena na hodnotu $G_s = 0,89 \text{ kN/m}$ (bod 1 obr. 26a) odpovídající hodnotě provozního stálého zatížení (obr. 26.b).



Obr. 26b – Zatížení stálé $G_s = 0,89 \text{ kN/m}$.

V dalším kroku se na konstrukci nechaly ustálit deformace (bod 2 obr. 26a).

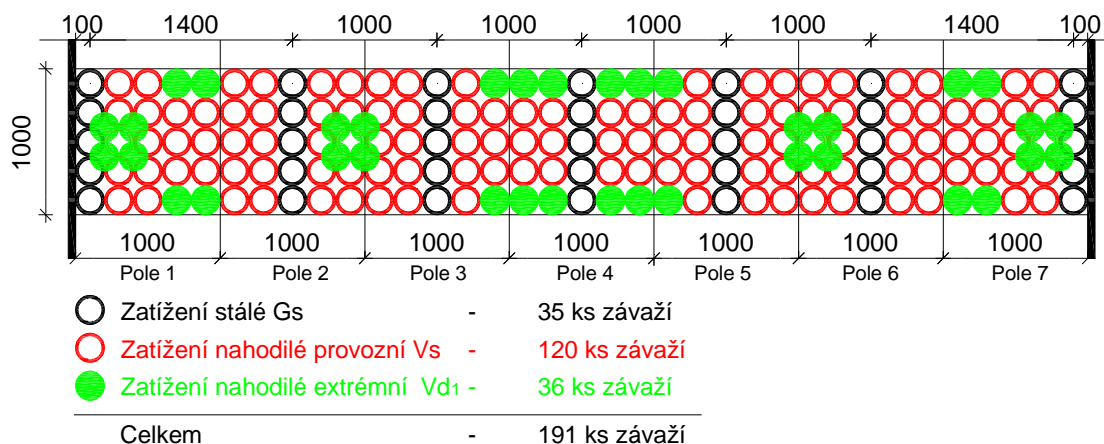
Poté bylo zatížení konstrukce zvýšeno na hodnotu $G_s + V_s = 3,92 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a provozní nahodilé zatížení) o 120 kusů závaží. Na obrázku 26a je tato skutečnost znázorněna jako bod 3. Závaží byla přidávána po 14 kusech v časovém intervalu po 3 minutách. V posledním intervalu bylo přidáno pouze 8 závaží (obr. 26c).



Obr. 26c – Zatížení $G_s + V_s = 3,92 \text{ kN/m}$.

Opět jsme na konstrukci nechali ustálit deformace (bod 4 obr. 26a).

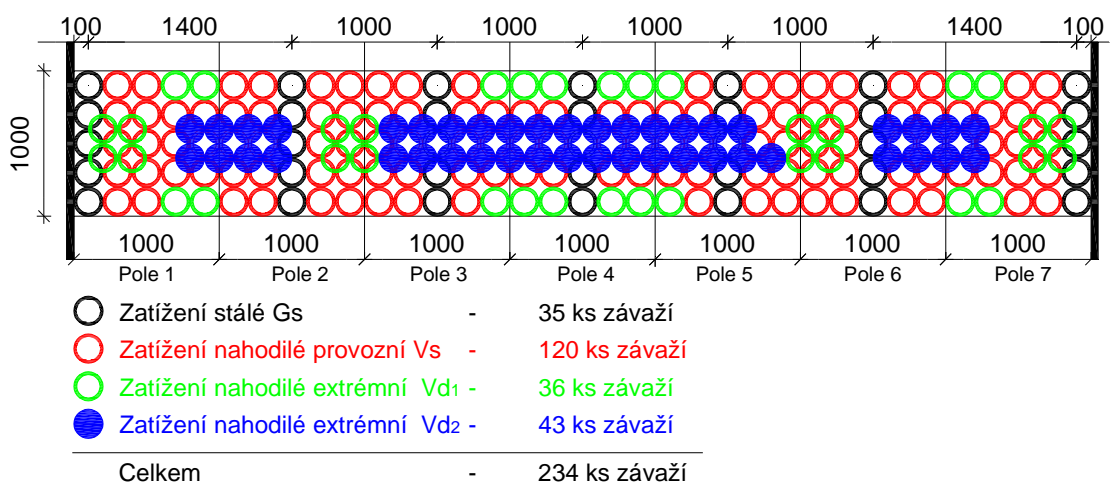
Poté bylo zatížení konstrukce opět zvýšeno a to na hodnotu $G_s + V_{d1} = 4,83 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a extrémní nahodilé zatížení). Tato skutečnost je znázorněná na obrázku 26a jako bod 5. Přidáno bylo celkem 36 závaží. Závaží byla přidávána po 12 kusech v časovém intervalu 3 minut (obr. 26d).



Obr. 26d – Zatížení $G_s + V_{d1} = 4,83 \text{ kN/m}$.

Na konstrukci se jako v předchozím postupu nechaly ustálit deformace (bod 6 obr. 26a).

Poté se zatížení na konstrukci navýšilo na hodnotu $G_s + V_{d2} = 5,92 \text{ kN/m}$ (bod 7 obr. 26a). Přidáno bylo celkem 43 závaží. Závaží byla přidávána po 14 kusech v časovém intervalu po 3 minutách. V posledním intervalu bylo přidáno 15 závaží (obr. 26e).



Obr. 26e – Zatížení $G_s + V_{d2} = 5,92 \text{ kN/m}$.

Konstrukce byla zatížena maximálním možným zatížením. Byla na ni umístěna všechna závaží, která byla k dispozici a její deformace byly ustálené. Tato skutečnost odpovídá na obrázku 26a bodu 8.

Poté došlo k odlehčení konstrukce na hodnotu $G_s + V_{d1}$ (bod 9 obr. 26a) a na konstrukci se opět nechaly ustálit deformace (bod 10 obr. 26a).

Následovalo další odlehčení konstrukce na hodnotu $G_s + V_s$ (bod 11 obr. 26a) a tak jako v předchozím případě se nechaly ustálit deformace (bod 12 obr. 26a).

Opět jsme odlehčili konstrukci na hodnotu G_s (bod 13 obr. 26a) a nechali ustálit deformace (bod 14 obr. 26a).

Nakonec jsme přistoupili k úplnému odlehčení konstrukce a zatěžovací zkoušku ukončili.

3.1.4 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky

Vyhodnocení bylo provedeno pro zatěžovací zkoušku bez dosažení únosnosti podle tohoto kritéria (tab. 5): zkoušená konstrukce je spolehlivá z hlediska mezního stavu únosnosti, je-li při zatížení na hodnotu odpovídající zatížení $G_s + V_d$ a následném odlehčení na hodnotu odpovídající zatížení G_s poměr mezi trvalým a celkovým přetvořením menší než λ_1 (viz. kap. 2.1.6). V našem případě byla hodnota $G_s + V_d$ nahrazena hodnotou $G_s + V_{d2}$, protože jsme konstrukci při zatížení $G_s + V_d$ neodlehčili a pokračovali dále v přitěžování. Při posouzení se nepočítalo s vlivem poklesu podpor. Důvodem je skutečnost, že mezižební deska nemohla být v oblasti podpor kvůli podporujícímu nosnému zdivu proříznuta a pokles podpor je tudíž ovlivněn spolupůsobící částí stropní konstrukce.

$V_{d2} = 5,03 \text{ kN/m}$ (extrémní hodnota nahodilého zatížení)

$G_s = 0,89 \text{ kN/m}$ (provozní hodnota stálého zatížení)

$$\lambda_1 = 0,3 - 0,1 \cdot [V_{d2} : (V_{d2} + G_s)]$$

$$\lambda_1 = 0,3 - 0,1 \cdot [5,03 : (5,03 + 0,89)] = \underline{\underline{0,215}}$$

Tab. 5 – Vyhodnocení trvalého a celkového přetvoření.

DEFORMACE						VYHODNOCENÍ		
Snímač	Průhyb při přitížení na G_s	Průhyb při přitížení na $G_s + V_{d2}$	Průhyb při odlehčení na G_s	Trvalé přetvoření	Celkové přetvoření	Poměr trvalého a celkového přetvoření	Součinitel λ_1	Kritérium spolehlivosti
	$S_{GS,1}$ [mm]	S_{D1} [mm]	$S_{GS,2}$ [mm]	$S_{trv} = S_{GS,2} - S_{GS,1}$ [mm]	S_{celk} [mm]	S_{trv} / S_{celk} [mm]	λ_1 [mm]	$S_{trv} / S_{celk} < \lambda_1$
W2	0,198	1,227	0,449	0,250	1,227	0,204	0,215	VYHOVÍ
W3	0,227	1,232	0,439	0,212	1,232	0,172		VYHOVÍ
W4	0,269	1,512	0,556	0,287	1,512	0,190		VYHOVÍ
W5	0,273	1,551	0,581	0,308	1,551	0,199		VYHOVÍ
W6	0,259	1,558	0,646	0,387	1,558	0,248		NEVYHOVÍ

Na ostatní kritéria nebyla zkouška vyhodnocena. Důvodem je neschopnost určit přesný statický model a spočítat tak správnou velikost teoretické hodnoty průhybu. Tyto výsledky by byly pouze fiktivní. Trhliny se při zatěžovací zkoušce na konstrukci neobjevily.

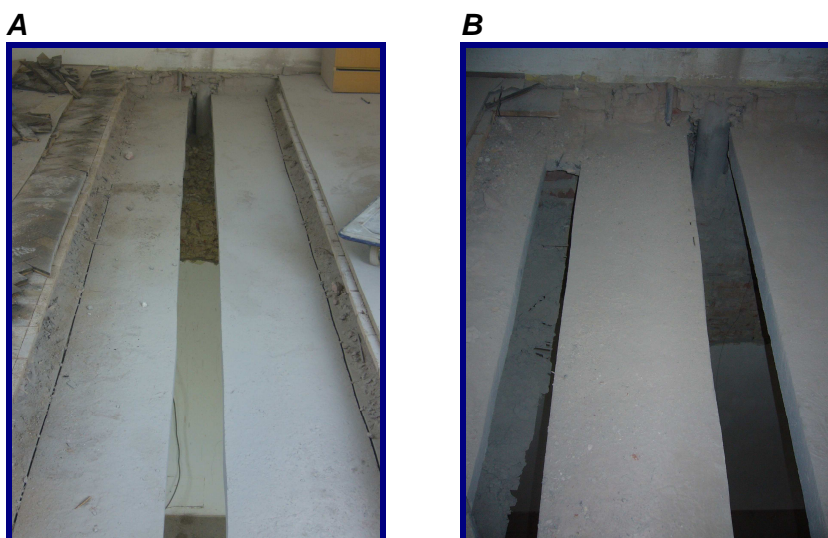
Graf průběhu deformací v závislosti na čase a na zatížení je znázorněn v příloze B.

3.2 Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T1”

Následující zatěžovací zkouška byla zaměřena pouze na jedno z dvojice vybraných žeber stropní konstrukce. Cílem bylo vyvodit zatížení o velikosti přesahující hodnotu teoretické únosnosti žebra.

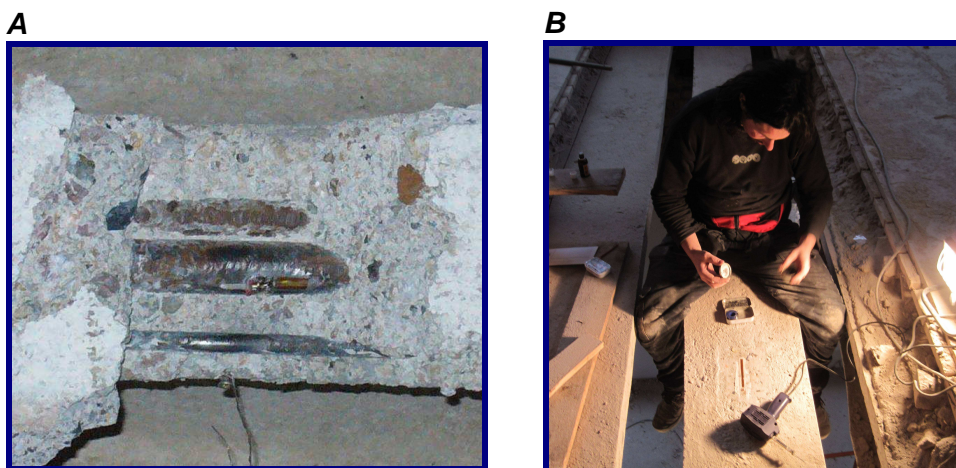
3.2.1 Příprava zatěžovací zkoušky

Na proříznutém zatěžovacím pruhu o dvou žebrech byly z každé strany jednoho žebra vyříznuty po celé délce místnosti přilehlé mezižeburní části desky. Tím vznikl samostatný nosník průřezu T o průměrné šířce desky 390 mm (obr. 27).



Obr. 27 – Vyříznutí samostatného žebra průřezu T (snímek A,B).

Pro zjištění, jak se mění průběh napětí během zatěžování, byly na konstrukci v polovině rozpětí přilepeny odporové tenzometry sloužící pro měření poměrných přetvoření. První tenzometr byl přilepen na horním povrchu desky; druhý tenzometr na obnaženou a očištěnou výztuž při spodním líci žebra (obr. 28). Těmi pak bylo měřeno poměrné přetvoření v betonu a ve výztuži.



Obr. 28 – Osazení tenzometrů výztuž (snímek A), beton (snímek B).

3.2.2 Zatěžovací rozvaha

Po prořiznutí a změření rozměrů byla spočítána teoretická hodnota zatížení na mezi únosnosti (tab. 6).

Tab. 6 – Výpočtová hodnota zatížení pro předpokládané dosažení meze únosnosti.

Sířka	Výška	Těžiště výztuže	Rameno vnitřních sil	Moment únosnosti
b	h	d_1	$z_c = h - d_1 - 0,5 \cdot 0,8x$	$M_{rd} = F_s \cdot z_c$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]
390	420	46,32	346,34	39,37
Výztuž			Moment od vl. tíhy	Moment od zatížení
f_{yd}	A_s	$F_s = A_s \cdot F_{yd}$	$M_{ed} = 1/8 q_d l^2$	$M_{qd} = M_{rd} - M_{ed}$
[Mpa]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[kNm]
180	631,46	113,66	14,80	24,56
Beton			Teoretická hodnota zatížení na mezi únosnosti	
f_{yd}	$A_c = F_s / f_{yd}$	$x = A_c / (0,8 \cdot b)$	$q_d = 8 \cdot M_{qd} / l^2$	
[Mpa]	[mm ²]	[mm]	[kNm]	
5,33	21325,10	68,35	3,51	

Hodnoty zatěžovacích kroků V_s a V_{d1} byly stanoveny přibližně obdobným způsobem jako při zkoušce předešlé. Přírůstky zatížení V_{d2} a V_{d3} jsou přibližně 20 % z hodnoty zatížení $G_s + V_{d1}$.

Tab. 7 – Hodnoty přírůstků zatížení při jednotlivých zatěžovacích krocích.

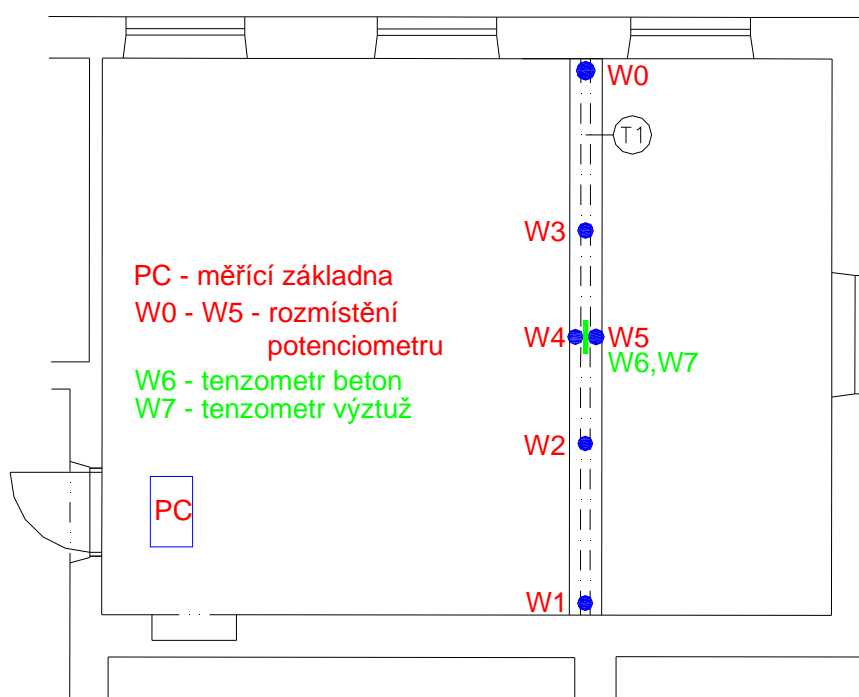
Popis zatěžovacího kroku	Označení zatěžovacího kroku	Počet závaží	Hmotnost [kg]	Síla [kN]	Zatížení [kN/m ²]	Zatížení [kN/m]
Stálé provozní zatížení	G_s	21	371,70	3,72	0,89	0,53
Provozní nahodilé zatížení	V_s	81	1433,70	14,34	3,21	2,05
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V_{d1}	27	477,90	4,78	1,14	0,68
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V_{d2}	30	531,00	5,31	1,26	0,76
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V_{d3}	30	531,00	5,31	1,26	0,76

3.2.3 Provedení zatěžovací zkoušky

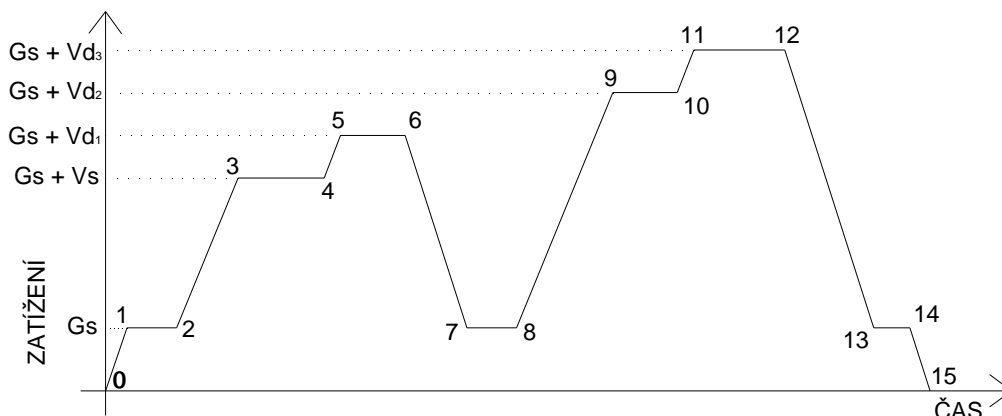
Zatěžovací zkouška byla provedena dne 26. listopadu 2010. Pro kladení závaží byl na zatěžovaném nosníku opět zhotoven dřevěný rošt šířky 0,6 m. Měření průhybu bylo zajištěno pomocí stejných snímačů a měřicí ústředny jako při první zatěžovací zkoušce. Průhyby se měřily (obr. 29): dvakrát u krajních podpor (W_0, W_1); dvakrát ve třetinách

světlého rozpětí (W2,W3) a dvakrát v polovině rozpětí (W4,W5). K měřicí ústředně byly navíc také napojeny tenzometry (W6, W7) sledující poměrné přetvoření ve výztuži a v betonu.

Po osazení a napojení snímačů proběhla zatěžovací zkouška stropního žebra. Závaží byla opět v jednotlivých zatěžovacích krocích rozmísťována symetricky vzhledem k ose procházející polovinou světlého rozpětí z důvodu měření rovnoměrného průhybu. Nejvyšší hodnota dosaženého zatížení byla $G_s + V_{d3} = 4,78 \text{ kN/m}$. Hodnota teoretické únosnosti byla tedy překročena. Postup zatěžování a schéma rozmístění závaží v jednotlivých krocích jsou znázorněny a popsány na dílčích částech obrázku 30.

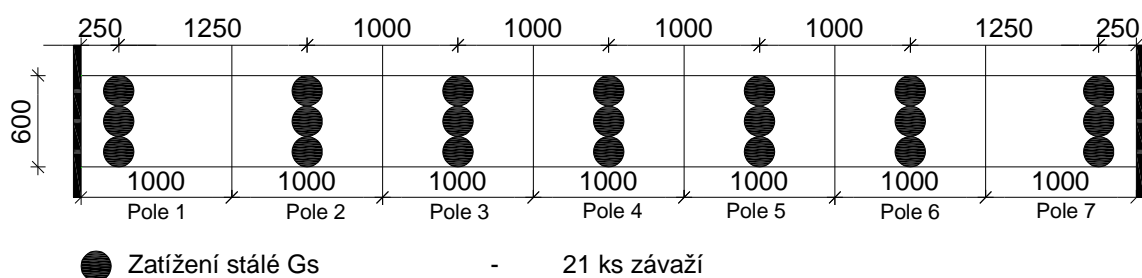


Obr. 29 – Schéma bodů a měřické základny pro měření deformací a poměrných přetvoření.



Obr. 30a – Zatěžovací postup při zatěžovací zkoušce, samostatné žebro T1.

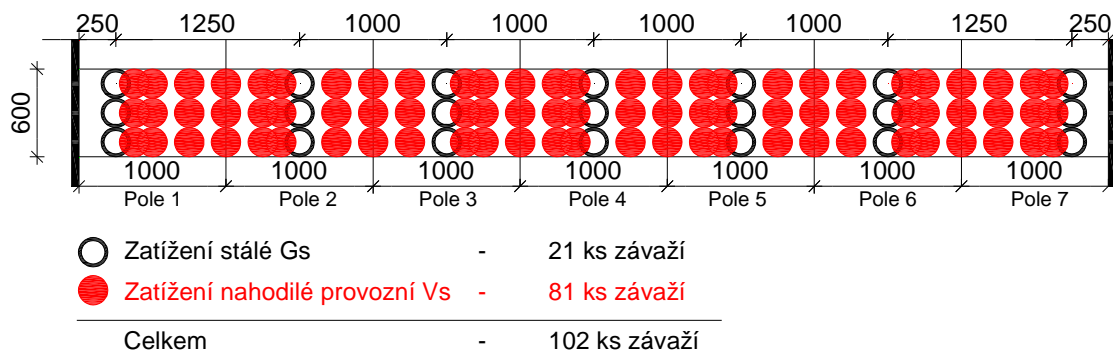
Na počátku zatěžování byla konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou. Tato skutečnost odpovídá bodu 0 na obrázku 30a. Následně byla konstrukce zatížena (bod 1 obr. 30a) náhradním stálým zatížením na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (obr. 30b).



Obr. 30b – Zatížení stálé $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$.

V dalším kroku se na konstrukci nechaly ustálit deformace (bod 2 obr. 30a).

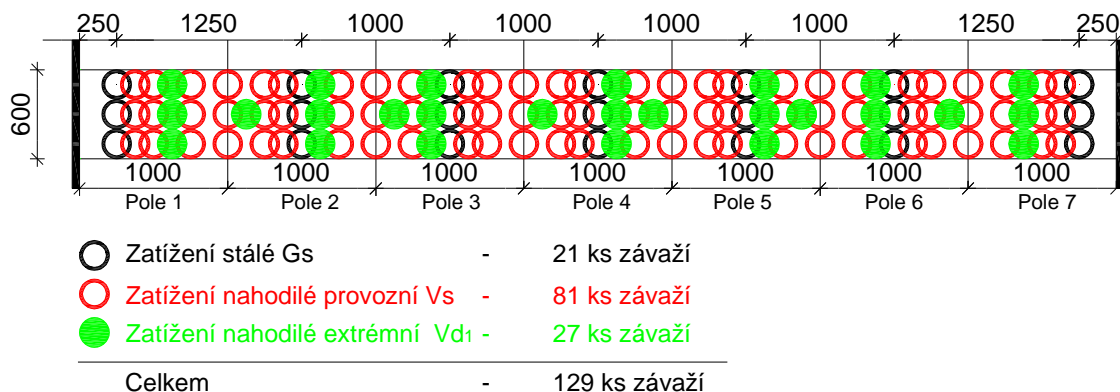
Poté bylo zatížení konstrukce zvýšeno na hodnotu $G_s + V_s = 2,58 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a provozní nahodilé zatížení) o 81 kusů závaží. Na obrázku 30a je tato skutečnost znázorněna jako bod 3. Závaží byla přidávána po 20 kusech v časovém intervalu po 3 minutách, v posledním intervalu bylo přidáno 21 závaží (obr. 30c).



Obr. 30c – Zatížení $G_s + V_s = 2,58 \text{ kN/m}$.

Opět jsme na konstrukci nechali ustálit deformace (bod 4 obr. 30a).

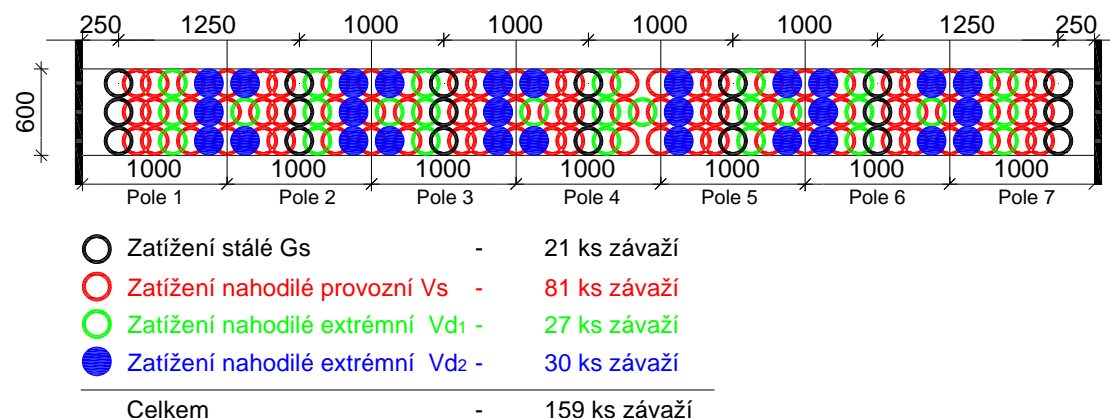
Poté bylo zatížení konstrukce opět zvýšeno a to na hodnotu $G_s + V_{d1} = 3,26 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a extrémní nahodilé zatížení) o 27 kusů závaží (obr. 30d). Tato skutečnost je na obrázku 30a znázorněná jako bod 5.



Obr. 30d – Zatížení $G_s + V_{d1} = 3,26 \text{ kN/m}$.

Jako v předešlém postupu se nechaly na konstrukci ustálit deformace (bod 6 obr. 30a). Poté došlo k odlehčení konstrukce na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (bod 7 obr. 30a) a opět se nechaly ustálit deformace (bod 8 obr. 30a).

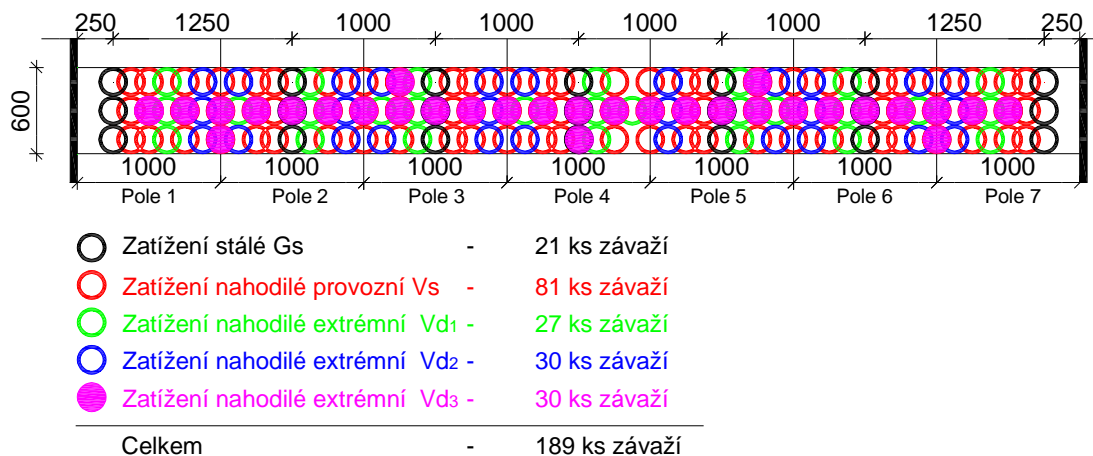
Následně se však zatížení konstrukce opět zvýšilo a to na hodnotu $G_s + V_{d2} = 4,02 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a extrémní nahodilé zatížení II) za použití 138 kusů závaží. Na obrázku 30a tato skutečnost odpovídá bodu 9. Závaží byla přidávána po 20 kusech v časovém intervalu 3 minut, v předposledním intervalu bylo přidáno 28 závaží, v posledním pak 30 závaží (obr. 30e).



Obr. 30e – Zatížení $G_s + V_{d2} = 4,02 \text{ kN/m}$.

Poté se opět nechaly ustálit deformace (bod 10 obr. 30a).

Následovalo zatížení konstrukce (bod 11 obr. 30a) na hodnotu $G_s + V_{d3} = 4,78 \text{ kN/m}$ (provozní stálé a extrémní nahodilé zatížení III) o 30 kusů závaží (obr. 30f).



Obr. 30f – Zatížení $G_s + V_{d3} = 4,78 \text{ kN/m}$.

Znovu jsme nechali ustálit deformace (bod 12 obr. 30a) a poté odlehčili konstrukci na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (bod 13 obr. 30a). Opět se nechaly ustálit deformace (bod 14 obr. 30a). Poté jsme přistoupili k úplnému odlehčení konstrukce a ukončili zatěžovací zkoušku.

3.2.4 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky

Tato zatěžovací zkouška byla vyhodnocena podobným způsobem a podle stejného kritéria jako zkouška předchozí. Při této zatěžovací zkoušce se provedlo odlehčení na hodnotu G_s po dosažení zatížení o velikosti $G_s + V_{d1}$. Tato hodnota je tedy použita v posouzení (tab. 8). Dalším rozdílem je poloviční hodnota součinitele λ_2 z důvodu opakující se zatěžovací zkoušky (viz. kap. viz. kap. 2.1.6). Další kritéria spolehlivosti nebyla ze stejných důvodů jako u zkoušky na dvou žebrech TT vyhodnocována. Trhliny se při zatěžování na žebro neobjevily.

Výpočet napětí v betonu a ve výztuži během zatěžování; grafy průběhu deformací v závislosti na zatížení a graf poměrných přetvoření v závislosti na čase jsou uvedeny v příloze C.

$V_d = 2,73 \text{ kN/m}$ (extrémní hodnota nahodilého zatížení)

$G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (provozní hodnota stálého zatížení)

$$\lambda_2 = \frac{[0,3 - 0,1 \cdot [Vd_1 : (Vd_1 + G_s)]]}{2}$$

$$\lambda_2 = \frac{[0,3 - 0,1 \cdot [2,73 : (2,73 + 0,53)]]}{2} = \underline{\underline{0,108}}$$

Tab. 8 – Vyhodnocení trvalého a celkového přetvoření.

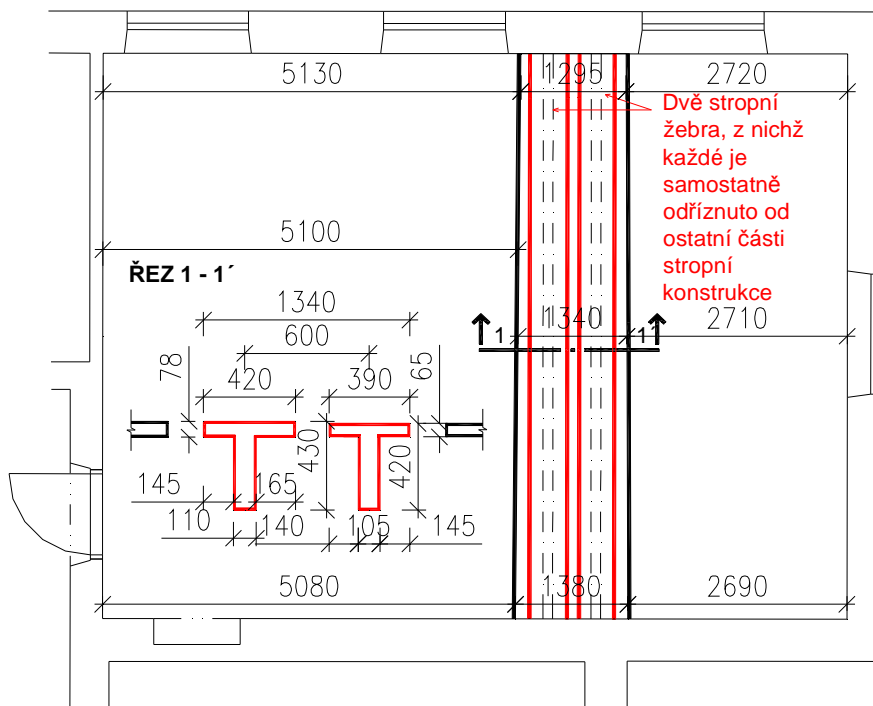
DEFORMACE						VYHODNOCENÍ		
Snímač	Průhyb při přitížení na G _s	Průhyb při přitížení na G _s + Vd ₁	Průhyb při odlehčení na G _s	Trvalé přetvoření	Celkové přetvoření	Poměr trvalého a celkového přetvoření	Součinitel λ ₂	Kritérium spolehlivosti
	S _{GS,1} [mm]	S _{D1} [mm]	S _{GS,2} [mm]	S _{trv} = S _{GS,2} - S _{GS,1} [mm]	S _{celk} [mm]	S _{trv} / S _{celk} [mm]	λ ₂ [mm]	S _{trv} / S _{celk} < λ ₂
W2	0,397	2,347	0,711	0,314	2,347	0,134	0,108	NEVYHOVÍ
W3	0,399	2,515	0,747	0,348	2,515	0,138		NEVYHOVÍ
W4	0,474	3,147	0,882	0,408	3,147	0,130		NEVYHOVÍ
W5	0,511	3,189	0,888	0,377	3,189	0,118		NEVYHOVÍ

3.3 Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T2”

Tato zatěžovací zkouška byla zaměřena na druhé samostatné žebro. Cílem bylo opět dosáhnout zatížení odpovídající teoretické hodnotě únosnosti.

3.3.1 Příprava zatěžovací zkoušky

Po celé délce byla znovu odříznuta přilehlá část stropní desky, čímž opět vznikl samostatný nosník průřezu T o šířce desky v průměru 420 mm (obr. 31). Dále bylo na více místech provedeno geometrické zaměření rozměrů obou samostatných žeber průřezu T (obr. 32).



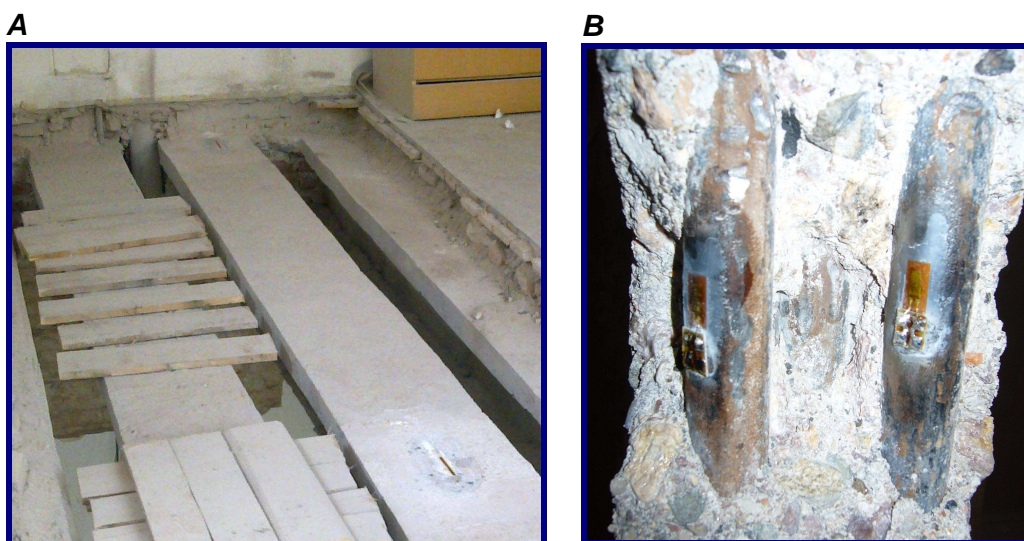
Obr. 31 – Dvě samostatná stropní žebra průřezu T odříznutá od okolních žeber.



Obr. 32 – Geometrické zaměření rozměrů desky stropních žeber.

Pro měření poměrných přetvoření byly na nosník stejně jako u předchozího zatěžování přilepeny odporové tenzometry. U obou krajních zdí a v polovině rozpětí na horním povrchu stropní desky byly umístěny tenzometry sloužící pro měření poměrných přetvoření v betonu; na spodním líci žebra v polovině rozpětí pak dva tenzometry na

obnažených a očištěných výztužích pro měření poměrných přetvoření ve výztužích (obr. 33).



Obr. 33 – Osazení tenzometrů beton (snímek A), výztuž (snímek B).

3.3.2 Zatěžovací rozvaha

Stejně jako v předchozích případech byla spočítána výpočtová hodnota zatížení na mezi únosnosti (tab. 9) a provedena zatěžovací rozvaha z hlediska jednotlivých zatěžovacích kroků (tab. 10). Velikost zatěžovacích kroků byla volena jako v předchozím případě. Navíc byl přidán zatěžovací krok V_{d4} . Velikost tohoto zatěžovacího kroku byla vytvořena zbývajícími závažími.

Tab. 9 – Výpočtová hodnota zatížení pro předpokládané dosažení meze únosnosti.

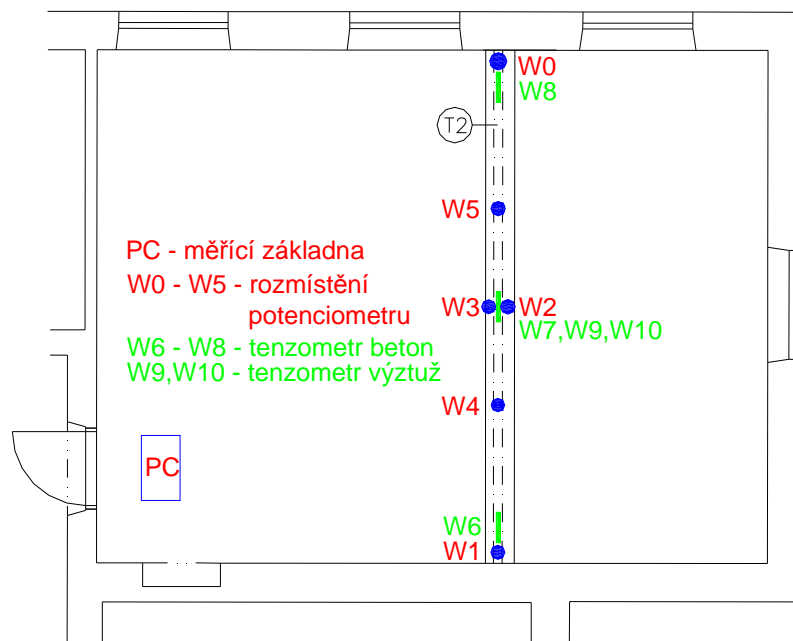
Šířka	Výška	Těžiště výztuže	Rameno vnitřních sil	Moment únosnosti
b	h	d_1	$z_c = h - d_1 - 0,5 \cdot 0,8x$	$M_{rd} = F_s \cdot z_c$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]
420	430	42	356,17	73,09
Výztuž			Moment od vl. tíhy	Moment od zatížení
f_{yd}	A_s	$F_s = A_s \cdot F_{yd}$	$M_{ed} = 1/8 q_d l^2$	$M_{qd} = M_{rd} - M_{ed}$
[Mpa]	[mm ²]	[kN]	[kNm]	[kNm]
180	1140	205,20	16,89	56,19
Beton			Teoretická hodnota zatížení na mezi únosnosti	
f_{yd}	$A_c = F_s / f_{yd}$	$x = A_c / (0,8 \cdot b)$	$q_d = 8 \cdot M_{qd} / l^2$	
[Mpa]	[mm ²]	[mm]	[kNm]	
5,33	38499,06	79,58	7,61	

Tab. 10 – Hodnoty velikosti zatížení při jednotlivých zatěžovacích krocích.

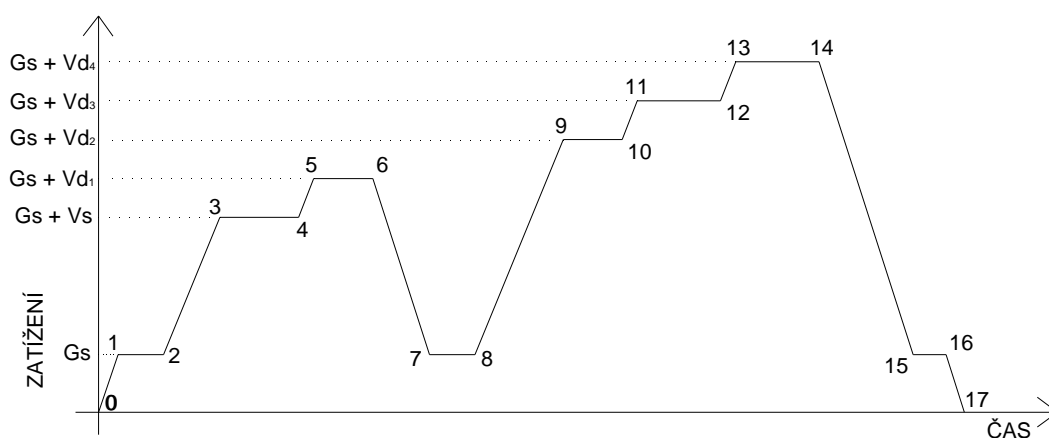
Popis zatěžovacího kroku	Označení zatěžovacího kroku	Počet závaží	Hmotnost [kg]	Síla [kN]	Zatížení [kN/m ²]	Zatížení [kN/m]
Stálé provozní zatížení	G _s	21	371,70	3,72	0,89	0,53
Provozní nahodilé zatížení	V _s	81	1433,70	14,34	3,21	2,05
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V _{d1}	27	477,90	4,78	1,14	0,68
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V _{d2}	30	531,00	5,31	1,26	0,76
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V _{d3}	30	531,00	5,31	1,26	0,76
Přírůstek extrémní hodnoty nahodilého zatížení	V _{d4}	45	796,50	7,97	1,90	1,14

3.3.3 Provedení zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška se uskutečnila dne 20.ledna 2011. Závaží byla opět kladena na rošt o šířce 0,6 m. Měření průhybů bylo provedeno opět pomocí šesti potenciometrických snímačů deformací napojených na měřicí ústřednu HBM Spider 8 propojenou s počítačem. Průhyby se měřily (obr. 34): dvakrát u krajních podpor (W0, W1); dvakrát ve třetinách světlého rozpětí (W4, W5) a dvakrát v polovině rozpětí (W2, W3). K ústředně byly také napojeny tenzometry pro měření poměrných přetvoření v betonu (W6, W7, W8) a ve výztuži (W9, W10). Po osazení a napojení snímačů proběhla zatěžovací zkouška stropního žebra. Zatěžování proběhlo stejným způsobem jako při zatěžování žebra předchozího. Navíc zde však byl přidán jeden zatěžovací krok (V_{d4}). Celková hodnota zatížení při tomto kroku byla $G_s + V_{d4} = 5,92$ kN/m. Závaží byla v jednotlivých zatěžovacích krocích rozmísťována symetricky vzhledem k ose procházející polovinou světlého rozpětí. Vzhledem ke skutečnosti, že další závaží nebyla k dispozici, mez teoretické únosnosti nebyla překročena. Hodnoty zatížení při jednotlivých zatěžovacích krocích jsou uvedeny v tabulce 12. Postup zatěžování a schéma rozmístění závaží při zatěžovacím kroku V_{d4} je popsáno na obrázku 35.



Obr. 34 – Schéma bodů a měřičské základny pro měření deformací a poměrných přetvoření.



Obr. 35a – Zatěžovací postup při zatěžovací zkoušce, samostatné žebro T2.

Na počátku zatěžování byla konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou. Tato skutečnost odpovídá bodu 0 na obrázku 35a. Následně byla konstrukce zatížena (bod 1 obr. 35a) náhradním stálým zatížením na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$.

Na konstrukci se poté nechaly ustálit deformace (bod 2 obr. 35a). Zatížení konstrukce bylo poté zvýšeno na hodnotu $G_s + V_s = 2,58 \text{ kN/m}$ o 81 kusů závaží, což na obrázku 35a odpovídá bodu 3.

Opět se nechaly ustálit deformace (bod 4 obr. 35a).

Jako další krok následovalo opětovné přitížení konstrukce na hodnotu $G_s + V_{d1} = 3,26 \text{ kN/m}$ přidáním 27 kusů závaží. Na obrázku 35a je tato skutečnost znázorněna jako bod 5.

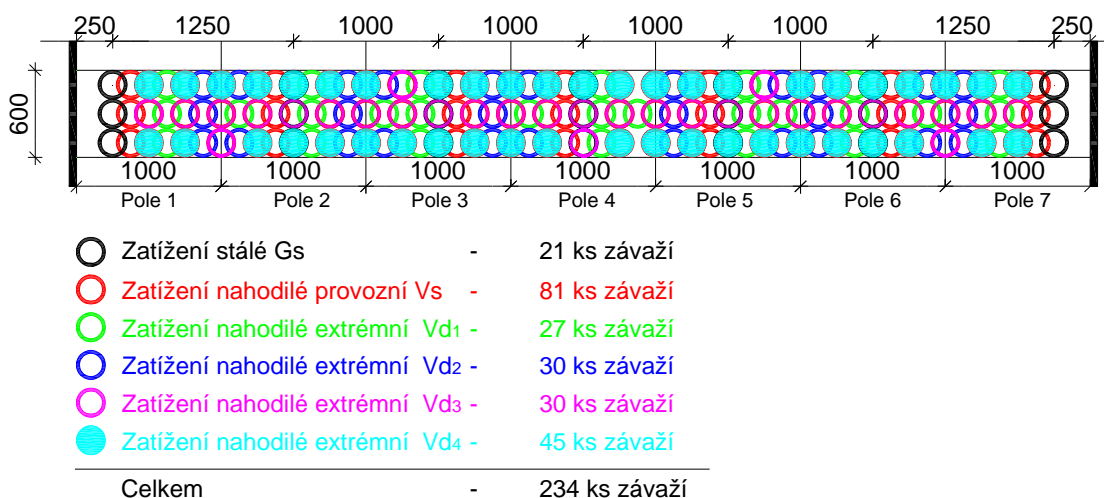
Znovu došlo k ustálení deformací (bod 6 obr. 35a).

Poté byla konstrukce odlehčena na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (bod 7 obr. 35a) a nechaly se ustálit deformace (bod 8 obr. 35a).

Následně bylo zatížení konstrukce zvýšeno na hodnotu $G_s + V_{d2} = 4,02 \text{ kN/m}$ o 138 kusů závaží (bod 9 obr. 35a) a opět se nechaly ustálit deformace (bod 10 obr. 35a).

Jako další krok následovalo opětovné přitížení konstrukce na hodnotu $G_s + V_{d3} = 4,78 \text{ kN/m}$ o 30 kusů závaží (bod 11 obr. 35a) a jako v předešlých případech se nechaly ustálit deformace (bod 12 obr. 35a).

Konstrukce pak byla ještě přitížena (obr. 35b) na hodnotu $G_s + V_{d4} = 5,92 \text{ kN/m}$ přidáním zbývajících 45 kusů závaží (bod 13 obr. 35a) a opět se nechaly ustálit deformace (bod 14 obr. 35a).



Obr. 35b – Zatížení $G_s + V_{d4} = 5,92 \text{ kN/m}$.

Následně byla konstrukce odlehčena na hodnotu $G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (bod 15 obr. 35a). Na konstrukci se opět nechaly ustálit deformace (bod 16 obr. 35a).

Poté byla konstrukce úplně odlehčena a zatěžovací zkouška byla ukončena (bod 17 obr. 35a).

3.3.4 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky

Vyhodnocení zatěžovací zkoušky samostatného žebra T2 (tab. 11) je stejné jako v předchozím případě u žebra T1. Součinitel λ_2 se opět uvažoval s poloviční hodnotou. Ani v tomto případě se při zatěžování na žebro neobjevily trhliny.

Výpočet napětí v betonu a ve výztuži během zatěžování; grafy průběhu deformací v závislosti na zatížení a graf poměrných přetvoření v závislosti na čase jsou uvedeny v příloze D.

$V_d = 2,73 \text{ kN/m}$ (extrémní hodnota nahodilého zatížení)

$G_s = 0,53 \text{ kN/m}$ (provozní hodnota stálého zatížení)

$$\lambda_2 = \frac{[0,3 - 0,1 \cdot [V_{d2} : (V_{d2} + G_s)]]}{2}$$

$$\lambda_2 = \frac{[0,3 - 0,1 \cdot [2,73 : (2,73 + 0,53)]]}{2} = \underline{\underline{0,108}}$$

Tab. 11 – Vyhodnocení trvalého a celkového přetvoření.

DEFORMACE						VYHODNOCENÍ		
Snímač	Průhyb při přitížení na G_s	Průhyb při přitížení na $G_s + V_{d1}$	Průhyb při odlehčení na G_s	Trvalé přetvoření	Celkové přetvoření	Poměr trvalého a celkového přetvoření	Součinitel λ_1	Kritérium spolehlivosti
	$S_{GS,1}$ [mm]	S_{D1} [mm]	$S_{GS,2}$ [mm]	$S_{trv} = S_{GS,2} - S_{GS,1}$ [mm]	S_{celk} [mm]	S_{trv} / S_{celk} [mm]	λ_1 [mm]	$S_{trv} / S_{celk} < \lambda_1$
W2	0,286	1,909	0,341	0,056	1,909	0,029	0,108	VYHOVÍ
W3	0,261	1,880	0,370	0,109	1,880	0,058		VYHOVÍ
W4	0,203	1,343	0,254	0,051	1,343	0,038		VYHOVÍ
W5	0,213	1,483	0,288	0,075	1,483	0,051		VYHOVÍ

3.4 Porovnání zatěžovacích zkoušek na žebrech „T1” a „T2”

Grafická porovnání měřených hodnot jednotlivých žebířů T1 a T2 v závislosti na zatížení jsou uvedena v příloze E.

Vycházíme-li z výsledků ze zatěžovacích zkoušek na samostatných nosnících T1 a T2 zjistíme, že žebro T2 splňuje podmínku spolehlivosti při zatěžovacích zkouškách a žebro T1 nikoliv. Důvodem je větší tuhost žebra T2 oproti žebro T1. Výška stropní desky je u žebra T2 v průměru 78 mm. Výška desky u žebra T1 je menší, v průměru 65 mm.

Hlavním důvodem v rozdílné tuhosti je ale lišící se vyztužení jednotlivých žeber (viz. následující kapitola).

Rozdílná tuhost žeber je patrná i z výsledku první zatěžovací zkoušky, kdy jsou obě žebra spojená. Při pohledu na výsledky v tabulce 4 je poměr mezi trvalým a celkovým přetvořením v měřených bodech W2 a W5 vyhovující. V bodě W6 však tato podmínka splněna není. Deformace bodu W6 byly přitom měřeny na žebro T1, deformace bodu W4 na žebro T2 a deformace bodu W2, W3 a W5 na mezilehlé stropní desce.

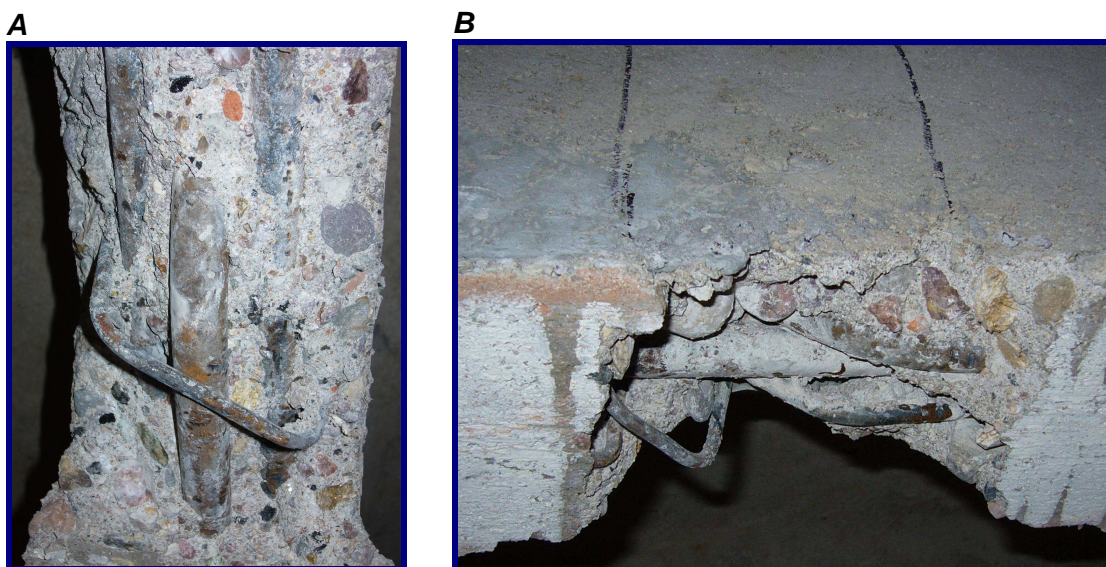
Při měření poměrných přetvoření byly na žebro T2 naměřeny odporovým tenzometrem v místě u podpory v bodě W6 kladné hodnoty přetvoření betonu. Beton je tedy v tomto místě namáhán tahem v horních vláknech desky. Tento jev je způsoben spolupůsobením stropní konstrukce ve vedlejší místnosti.

3.5 Diagnostika vyztužení konstrukce

Pro stanovení výpočtové hodnoty zatížení na teoretické mezi únosnosti při jednotlivých zatěžovacích zkouškách byla provedena diagnostika vyztužení konstrukce. Ta měla za úkol zjistit, jakým způsobem a do jaké míry je žebírkový strop vyztužen.

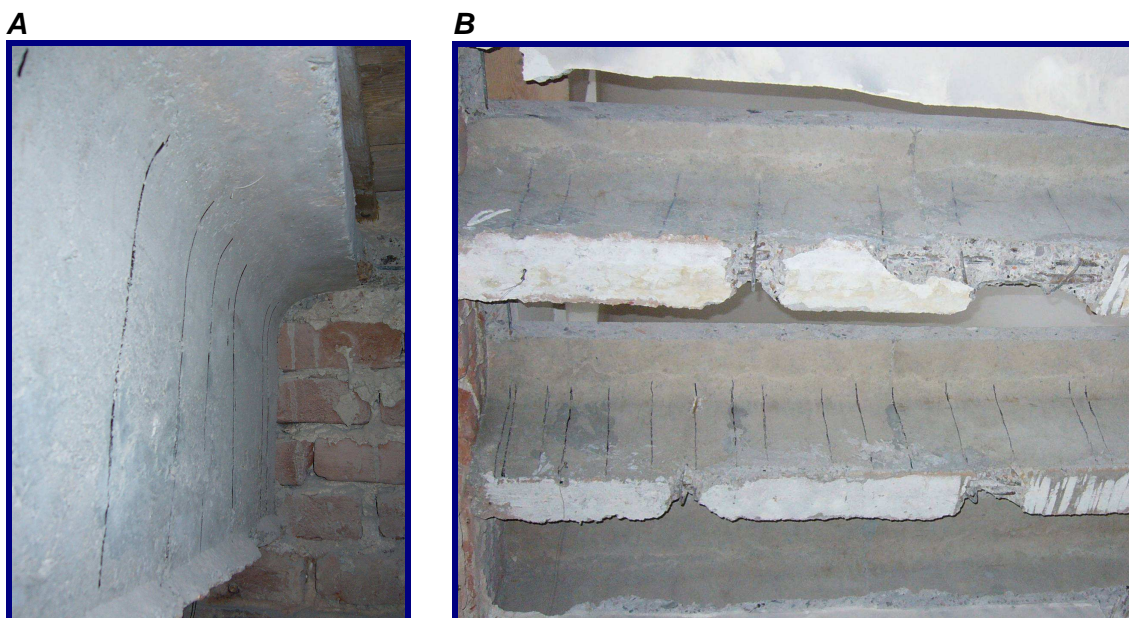
Poloha a množství hlavní podélné výztuže byla zjištěna odsekáním krycí vrstvy betonu na spodním líci žeber. Průměry výztuží byly měřeny posuvným měřítkem.

V žebro T1 byly objeveny tři hladké ocelové výztuže o různých průměrech: 8, 22 a 16 mm. Každá z těchto výztuží měla jiné krytí. Krajiní výztuže o průměrech 8 a 16 mm byly ve spodním líci na obou stranách ve vzdálenosti 1,2 m od stěn ohnuty a pokračovaly k hornímu líci trámu. Výztuž průměru 22 mm byla po celé své délce mezi stěnami bez ohybu. Žebro T2 bylo vyztuženo třemi hladkými ocelovými profily o jednotném průměru 22 mm. Každá výztuž byla i zde rovněž jinak umístěna a má tedy různé krytí vrstvou betonu. Na tomto žebro byla ve vzdálenosti 1,2 m od stěn ohýbána pouze prostřední výztuž směřující k hornímu líci trámu. Zbylé dvě výztuže pokračovaly na obou stranách do oblasti stěnových podpor žebra (obr. 36).



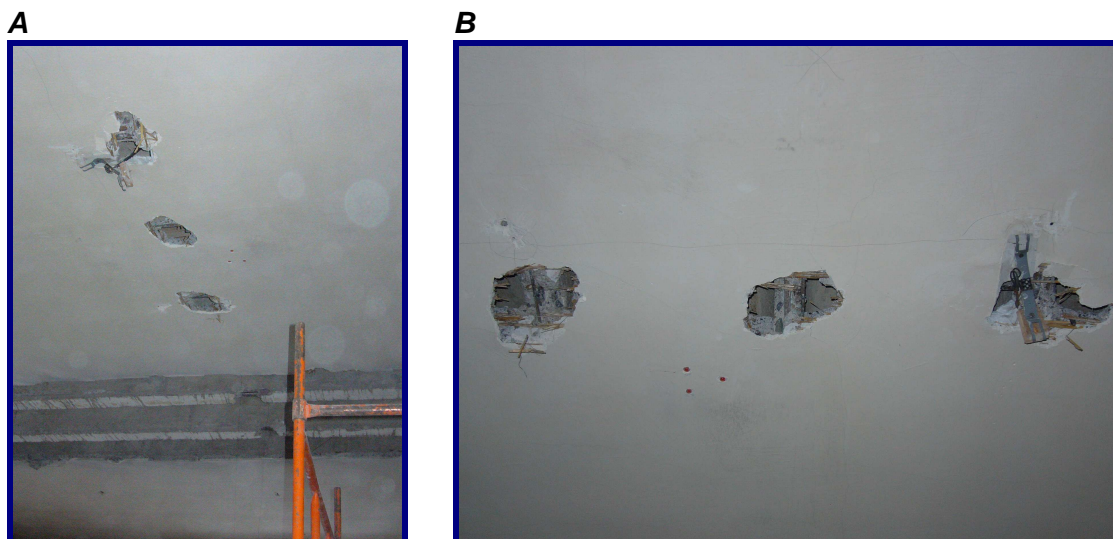
Obr. 36 – Ohyby na hlavní podélné výztuži, žebro T1 (snímek A), žebro T2 (snímek B).

Poloha smykové výztuže (obr. 37) byla stanovena pomocí profometru (viz. kap. 2.5). Na obou dvou trámech jsou třmínky z hladké oceli o průměru 5 mm. Třmínky nebyly rozmístěny po celé délce žebra, ale jen v oblasti u podporujících stěn zhruba do 1/4 světlého rozpětí nosníku. Byly tedy umístěny v místech, kde se předpokládá největší intenzita posouvající síly. V dalších částech trámů se již třmínky neobjevily. Každý třmínek měl stejně jako podélná výztuž jinou polohu a krytí. Třmínky také nebyly s podélnou výztuží nikterak vzájemně spojeny (obr. 36).



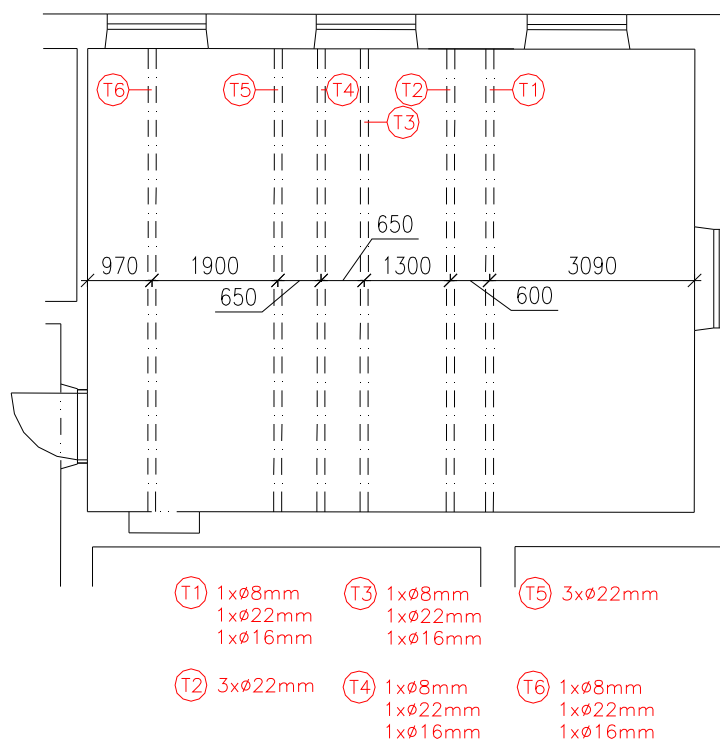
Obr. 37 – Pozice smykové výztuže na žebrech.

Po zjištění skutečnosti, že žebro T2 je více vyztuženo a má tedy větší tuhost, byly provedeny další sondy. Tím byla stanovena intenzita podélné výztuže na vybraných okolních žebrech stropní konstrukce (obr. 38,39).



Obr. 38 – Sondy na okolních žebrech stropní konstrukce.

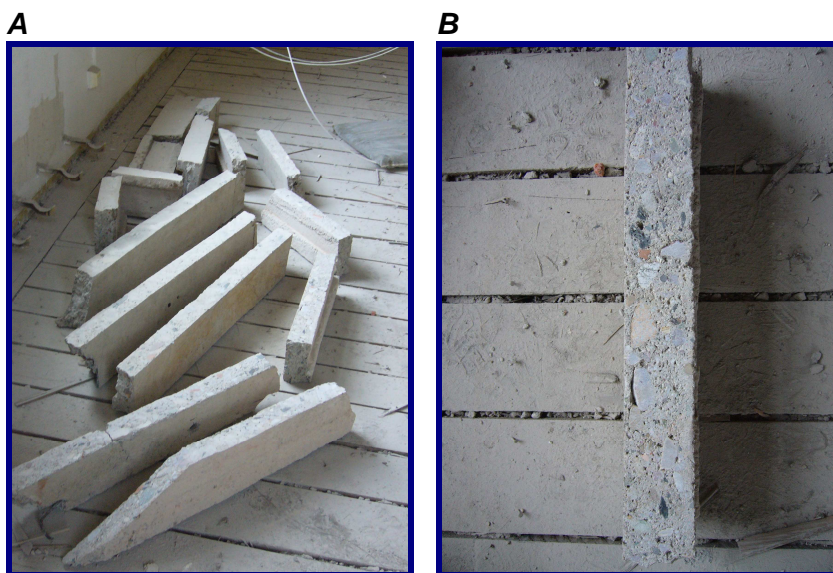
Schéma rozmístění podélné a smykové výztuže na žebrech T1 a T2 je znázorněno v příloze F.



Obr. 39 – Množství podélné výztuže v jednotlivých zkoumaných žebrech.

3.6 Stanovení materiálových charakteristik

Pro statický výpočet a pro definici materiálů v softwaru ATENA, ve kterém byla provedena numerická analýza konstrukce, bylo nutné stanovit fyzikálně mechanické parametry staviv. Jedná se o materiálové charakteristiky oceli a betonu užívané v konstrukci. Stanovení těchto charakteristik bylo provedeno ze zbylých odříznutých prvků mezižební desky (obr. 40).



Obr. 40– Části odříznuté mezižební desky mezi žebry T1 a T2.

3.6.1 Materiálové charakteristiky betonu

Beton vyskytující se v konstrukci měl velice problematickou kvalitu z důvodu struktury. Na první pohled bylo patrné nevhodné kamenivo z hlediska zastoupení jednotlivých frakcí. Dále se objevovaly nevhodné tvary kameniva a příměsi kousků cihel ve struktuře plniva. V době, kdy byla konstrukce postavena, se prováděl převážně ruční způsob míchání a pěchování betonové směsi. S tím jsou spojené nerovnoměrné dávky cementu v jednotlivých záměsích.

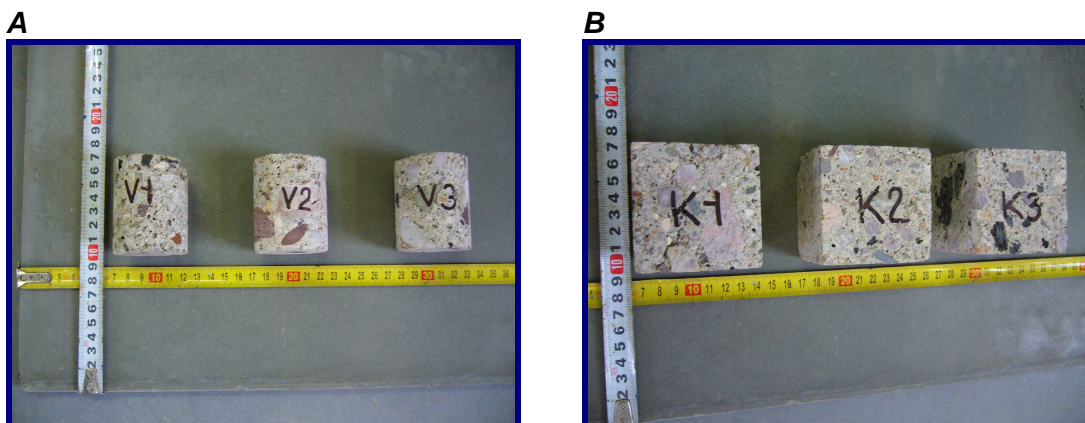
Zbylé části z odříznutých mezižebních desek byly odvezeny na stavební fakultu do laboratoře Ústavu stavebního zkušebnictví, kde byly dále upravovány a testovány.

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku bylo z těchto vzorků odebráno šest jádrových vývrtů o průměru cca 50 mm (obr. 41 A) a vyříznuty tři krychle o délce hrany přibližně 65 mm (obr. 41 B). Tyto vzorky byly testovány ve zkušebním lisu a následně byla vyhodnocena pevnost betonu (viz. kap. 2.4.1) dle ČSN ISO 13 822 [10]. Ze zbylých vzorků byly vyříznuty čtyři hranoly (obr. 42) pro určení statického modulu pružnosti betonu (viz. kap. 2.4.2). Jeden vzorek byl určen pro zjištění pevnosti betonu v tlaku, na zbylých třech bylo provedeno měření modulu pružnosti. Z důvodu obav rozdílné pevnosti

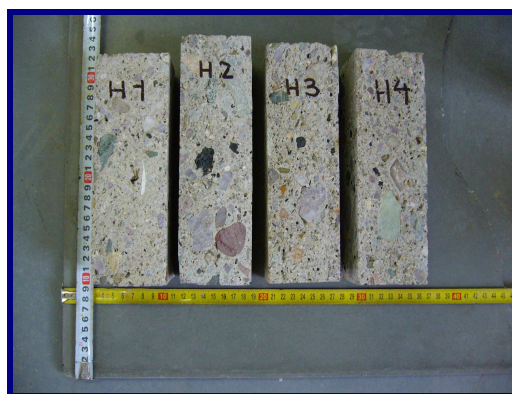
jednotlivých hranolů byla stanovena velikost horního napětí σ_a jako jedna čtvrtina pevnosti betonu v tlaku f_c zkoušeného hranolu.

Z provedeného testování jednotlivých vzorků vyplynulo, že se jedná dle ČSN EN 206-1 [21] o pevnostní třídu betonu v tlaku C 8/10. Statický modul pružnosti analyzovaných vzorků je $E = 21500 \text{ Mpa}$ a objemová hmotnost $\rho = 2150 \text{ kg/m}^3$.

Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku a statického modulu pružnosti je součástí přílohy G.



Obr. 41– Vzorky pro zkoušení pevnosti betonu v tlaku. Vývrty (snímek A), krychle (snímek B).



Obr. 42 – Vzorky pro stanovení modulu pružnosti betonu.

3.6.2 Materiálové charakteristiky oceli

Pro zjištění materiálových charakteristik oceli byla z jednoho zbytku části mezižeburní desky odstraněna a očištěna hladká výztuž délky 463 mm o průměru 6 mm (obr. 43). Na tomto vzorku proběhla ve zkušebním lisu tahová zkouška oceli (viz. kap. 2.4.3). Vyhodnocením té zkoušky byla zjištěna mez pevnosti oceli $f_t = 362,6 \text{ Mpa}$, mez kluzu $f_{yk} = 288,9 \text{ Mpa}$, objemová hmotnost $\rho = 8081 \text{ kg/m}^3$ a modul pružnosti $E = 208,75 \text{ Gpa}$.

Vyhodnocení tahové zkoušky a deformační diagram oceli je uveden v příloze G.



Obr. 43– Vzorek výztuže určený pro tahovou zkoušku.

3.7 Statické posouzení stropní konstrukce

Statické posouzení stropní konstrukce bylo provedeno na samostatných žebrech T1 a T2, na kterých byly vykonány zatěžovací zkoušky. Hodnocení proběhlo jak podle dnes platné normy ČSN EN 1992-1-1 [22], tak i podle dříve platných norem ČSN 73 1201 [23]. Dále byla konstrukce hodnocena dle teorie dovolených namáhání stanovené normou 1090:1932 [24] a také podle stupně bezpečnosti stanoveného normou ČSN 1090:1948 [25].

Konstrukce byla posuzována jako prostý nosník. Je to způsobeno tím, že část stropní konstrukce je ve směru žeber uložena na obou stranách na venkovním obvodovém zdivu. V této části je tedy spolupůsobení se stropní konstrukcí ve vedlejší místnosti vyloučeno. Tato skutečnost vedla k závěru neposuzovat tedy konstrukci jako nosník částečně vetknutý či spojitý, ale jako nosník prostý. Vzdálenost rozpětí teoretických podpor byla stanovena jako součet hodnot světlého rozpětí ve směru žeber a polovina hodnot šířky zdiva, na kterém je uložena. Tato hodnota je 7,485 m.

3.7.1 Posouzení dle normy ČSN EN 1992-1-1

V této kapitole jsem se zabýval posouzením konstrukce dle současné platné normy ČSN EN 1992-1-1 [22], která nahradila dříve platnou normu ČSN 73 1201 [23]. Konstrukce byla posuzována na prostý ohyb a porušení posouvající silou.

Zatížení působící na zkoumanou konstrukci jsem stanovil dle normy ČSN EN 1991-1-1 [19]. Charakteristické hodnoty stálého zatížení jsou násobeny součinitelem $\gamma_g = 1,35$. Hodnota charakteristického užitého zatížení pro kategorii škol je $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Součinitel nahodilého zatížení $\gamma_q = 1,5$. Výpočtová pevnost betonu je určena z pevnosti charakteristické, podělené součinitelem betonu $\gamma_c = 1,5$. V Eurokódu je uváděna nejmenší pevnostní třída betonu pro navrhování betonových konstrukcí C 12/15. V našem případě byl analyzováním vzorků stanoven beton pevnostní třídy C 8/10. Už z tohoto hlediska je tedy stropní konstrukce z pohledu kvality betonu nevyhovující dnešním požadavkům. Výpočtová pevnost oceli byla určena normou ČSN ISO 13822 [10]. Tato norma uvádí výpočtovou pevnost oceli $f_{yd} = 180 \text{ Mpa}$.

Dále bylo provedeno posouzení extrémní hodnoty výslednice vnějších a vnitřních sil v průřezu. Vnější síly jsou vypočtené z návrhových hodnot zatížení. Vnitřní síly jsou vypočtené z návrhových hodnot pevností materiálů. Z hlediska tohoto hodnocení nesplňuje žebro T1 podmínky pro namáhání prostým ohybem a je tedy nevyhovující. Žebro T2 podmínky splňuje, neboť je u něj větší procento vyztužení a silnější výška mezižeburní desky. Co však není splněno ani v jednom případě, je dodržení konstrukčních zásad. Na žebrech jsou v některých místech vidět třmínky vystupující na povrch konstrukce, ačkoli krytí výztuže by mělo být minimálně 20 mm.

Dále není dodržena vzdálenost mezi pruty výztuže. V tomto případě je rozhodující kritérium, že minimální světlá vzdálenost mezi pruty by měla být větší než hodnota maximální velikosti zrna kameniva + 5 mm použitého v prvku. Toto kritérium je při velikosti zrn kameniva v betonu nesplnitelné.

Dalším problémem je také rozmístění třmínků, které se nacházejí pouze u podporujících stěn zhruba do 1/4 světlého rozpětí. Požadavek je však takový, aby v místě, kde je přenášena posouvající síla betonem, byly třmínky ve vzdálenosti dle konstrukčních zásad.

3.7.2 Posouzení dle normy ČSN 73 1201

Posouzení dle této již neplatné normy vychází stejně jako norma ČSN EN 1992-1-1 [22] z teorie mezních stavů (viz. kap. 2.3.4).

Zatížení působící na zkoumanou konstrukci jsem stanovil dle normy ČSN 73 0035 [26]. Charakteristické hodnoty stálého zatížení jsou násobeny součinitelem γ_f , jehož hodnota je závislá na podmínkách provedení jednotlivých složek tohoto zatížení. Hodnota charakteristického užitého zatížení pro kategorii škol je $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Součinitel nahodilého zatížení nabývá hodnoty $\gamma_q = 1,3$. Pevnostní třída betonu B 10 byla stanovena dle ČSN EN 206-1 [21]. Výpočtová pevnost betonu je určena z pevnosti charakteristické, podělené součinitelem betonu $\gamma_b = 1,25$.

Dále bylo provedeno posouzení extrémní hodnoty výslednice vnějších a vnitřních sil v průřezu. Stejně jako v případě normy ČSN EN 1992-1-1 [22] žebro T2 splňuje podmínky posouzení a žebro T1 nikoliv. Smyková výztuž vyhověla posudku navržení dle konstrukčních zásad pro třmínky.

Z hlediska konstrukčních požadavků nebyly splněny stejné podmínky konstrukčních zásad pro beton a výztuž jako v předchozí kapitole.

3.7.3 Posouzení dle normy ČSN 1090:1932

Posouzení dle normy ČSN 1090:1932 [24] vychází z teorie dovolených namáhání (viz. kap. 2.3.2).

Zatížení působící na konstrukci bylo stanoveno podle normy ČSN 73 1310 [27]. V této normě není uveden součinitel násobící hodnotu zatížení. Hodnota provozního zatížení je rovna $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Posouzení spočívá ve výpočtu napětí v betonu a ve výztuži a porovnání vypočtených hodnot s hodnotami dovolenými, uvedenými v normě ČSN 1090:1932 [24]. Maximální přípustná hodnota napětí pro náš případ konstrukce je pro beton 48 kg/cm^2 a pro výztuž 1400 kg/cm^2 . Tyto podmínky splňují obě posuzovaná žebra.

3.7.4 Posouzení dle normy ČSN 1090:1948

Posouzení dle normy ČSN 1090:1948 [25] je posouzení podle stupně bezpečnosti (viz. kap. 2.3.3).

Zatížení působící na konstrukci bylo stanoveno podle normy ČSN 73 1310 [27]. V této normě není uveden součinitel násobící hodnotu zatížení. Hodnota provozního zatížení je rovna $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Posouzení spočívá ve stanovení střední hodnoty mezní odolnosti, která musí být s-násobně vyšší než příslušná výslednice sil. Pro náš případ je tato hodnota pro celkové zatížení (zatížení stálé a provozní) $s = 1,65$. Toto kritérium splňují obě posuzovaná žebra.

Podrobný statický výpočet podle výše uvedených normových předpisů je uveden v příloze H.

3.8 Numerická analýza v softwaru ATENA

Cílem práce bylo také provést zatěžovací zkoušku virtuálně ve výpočetním programu ATENA. Nasimulován byl průběh zatěžovací zkoušky na žebro T1. Zde nastal problém ve volbě statického modelu nosníku. Nebylo totiž možné nasimulovat míru spolupůsobení jednotlivých částí konstrukce. Dále pak vystihnout části nosníku ve zdivu, kde nebyla mezižeburní deska proříznuta. Pro zjištění přesnějších výsledků, by musela být zatěžovaná část stropní konstrukce modelována jako celek včetně nosných zdí a okolní stropní konstrukce. Po řadě modelů s různým statickým řešením se v porovnání s výsledky se zatěžovací zkouškou ukázal nejvěrohodnější model nosníku s jednostranným vetknutím. Vetknutí bylo namodelováno v místě, kde není vyloučeno spolupůsobení se stropní konstrukcí sousední místnosti.

Nejprve byly vytvořeny materiály betonu a výztuže. Materiálové parametry byly zadávány z výsledků analýz laboratorních zkoušek. V dalším průběhu následovalo vytvoření modelu zatěžovaného žebra. Žebro bylo vymodelováno ze dvou makroprvků skládajících se ze styčníků a linií. Jednalo se o makroprvek žebra a makroprvek desky. Další makroprvky byly vytvořeny jako desky z ocelového materiálu. Tyto makroprvky sloužily pro zadání podpor nosníku a pro roznos sil v podobě reakcí od účinků zatížení.

V následujícím kroku byla nasimulována podélná výztuž a třmínky. V další fázi byly zadány jednotlivé zatěžovací stavy přesně tak, jak probíhala zatěžovací zkouška včetně zatěžovacích stavů vlastní tíhy a podpor. Zatížení bylo zadáváno formou spojitého zatížení, kde každý zatěžovací stav byl rozdělen na deset kroků. Po zadání zatížení byla vygenerována síť konečných prvků. Zvolen byl čtyřúhelníkový typ prvků sítě s délkou strany jednotlivého makroprvku 30 mm. Pro sledování hodnot napětí, poměrných přetvoření a deformací v průběhu výpočtu sloužily ve vybraných místech zadané monitory, které tyto hodnoty měřily. Nakonec byly zadány výpočtové kroky ve sledu, v jakém probíhala zatěžovací zkouška včetně odtížení konstrukce. V parametrech výpočtu byla zvolena metoda standardní Arc Length s omezením počtu iterací pro jeden výpočetní krok na čtyřicet. Po dokončení modelu proběhl výpočet a po něm přepnutí do módu výsledky. Vybrané výsledky jsou uvedeny v příloze I.

Snahou bylo také v programu ATENA zjistit, jaká velikost zatížení musí být vyvolána, aby došlo k úplnému porušení konstrukce. Toho bylo docíleno tím, že se nechal opakovat poslední přitěžovací krok až do porušení konstrukce. Výsledky ukázaly, že úplné porušení nastane při zatížení o hodnotě $q = 20,28 \text{ kN/m}$. Při tomto zatížení je vyčerpána pevnost betonu v tlaku za ohybu a veškeré zatížení je přenášeno pouze ocelovou výztuží. Napětí ve výztuži přitom nedosáhne ani hodnoty meze kluzu. Vzájemné porovnání hodnot průhybu v závislosti na zatížení dosažených v programu ATENA s hodnotami skutečnými získanými při zatěžovací zkoušce, je znázorněno v příloze K.

Pro porovnání výsledků byly spočítány hodnoty průhybů podle Eurokódu ČSN EN 1992-1-1 [14] a také podle ČSN 73 1201 [17]. Při výpočtu průhybů bylo stejně jako v programu ATENA uvažováno s částečným vetknutím nosníku. Výpočet je součástí přílohy J.

4. ZÁVĚR

Cílem této práce bylo provedení zatěžovací zkoušky na vybraných prvcích železobetonové stropní konstrukce systému Hennebique vybudované v první polovině 20. století. Součástí provedených zatěžovacích zkoušek byla i diagnostika vyztužení konstrukce a zjištění fyzikálně mechanických materiálů použitých v konstrukci. Dále provést statické posouzení dle platných i dříve používaných normových předpisů a na vybraném prvku provést numerickou analýzu v programu ATENA.

Zatěžovací zkouška byla uskutečněna na vybrané dvojici žeber stropní konstrukce. Nejprve bylo zatěžování provedeno na obou společných žebrech. Následně byla mezi žebry odříznuta část mezižeburní desky a na každém žebře byla provedena zatěžovací zkouška samostatně. Při zatěžovací zkoušce se postupovalo dle ČSN 73 2030 [1]. Vyhodnocení zatěžovací zkoušky ukázalo, že jedno žebro nesplňuje podmínky spolehlivosti konstrukce. Následná diagnostika vyztužení prokázala, že toto nevyhovující žebro je méně vyztuženo. Geometrickým zaměřením byla zjištěna nižší výška stropní mezižeburní desky než u žebra druhého. Vyhodnocením doplňkových laboratorních zkoušek zaměřených na fyzikálně mechanické parametry staviv, byla zjištěna nevyhovující pevnost betonu v tlaku v požadavcích na konstrukční beton dle dnes platných norem. Nevyhovující je rovněž kamenivo v betonu z hlediska tvaru a jednotlivých frakcí.

Statickým posouzením se prokázala zpřísněná kritéria pro posuzování a navrhování konstrukcí podle dnes platných norem. Na základě těchto předpisů se konstrukce ukázala jako nevyhovující. Naopak podle norem dříve používaných by byly podmínky posouzení splněny.

Diagnostika vyztužení okolních žeber prokázala, že mohutnější a více vyztužená žebra se nacházejí pouze ve třetinách stropní konstrukce a plní funkci ztužidel. Ze statického hlediska je tedy stropní konstrukce nevyhovující. V případě dalšího užívání bude nutné provést její statické zajištění.

V programu ATENA byl na jednom žebře nasimulován průběh zatěžovací zkoušky a byla zjištěna maximální hodnota zatížení při úplném porušení prvku. K úplnému porušení prvku došlo při vyčerpání pevnosti betonu v tlaku za ohybu a další zatížení je přenášeno pouze výztuží.

Při tvorbě modelu simulované konstrukce bylo problémem vystihnout skutečné spolupůsobení okolních částí stropní konstrukce a určit, do jaké míry ovlivňují konstrukci zatěžovanou. Tato skutečnost poukázala na důležitost provádění zatěžovacích zkoušek i v dnešní době.

5. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] ČSN 73 2030 *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí – společná ustanovení*
- [2] SCHMID, Pavel. *Základy zkušebnictví*. 1. vyd. Brno : CERM, 2001. 112 s. ISBN 80-214-1816-8.
- [3] SCHMID, Pavel. *Předběžný stavebně technický průzkum nosných konstrukčních prvků objektu budovy B v areálu Filozofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně - závěrečná zpráva*. Brno 2006. 38 s.
- [4] HÁJEK, Václav. *Pozemní stavitelství II : pro 2. ročník SPŠ stavebních*. 2. vyd. Praha : Sobotáles, 1999. 218 s. ISBN 80-859-2059-X.
- [5] HRUBAN, Konrád. *Betonové konstrukce*. 1. vyd. Praha : Nakladatelství československé akademie věd, 1959. 626 s.
- [6] KLOKNER, František; HRUBAN, Konrád. *Železový beton I. díl. * Technologie betonu, konstrukční prvky a výpočty*. 6. přeprac. vyd. Praha : SNTL, 1959. 631 s.
- [7] mech.fd.cvut.cz [online]. [citace 16.12.2011]. Dostupné z WWW:
<<http://mech.fd.cvut.cz/education/master/k618tam/download/Navrhovanikonstrukci.pdf>>
- [8] fce.vutbr.cz [online]. [citace 16.12.2011]. Dostupné z WWW:
<http://www.fce.vutbr.cz/BZK/simunek.p/AL01/uvod_do_betonovych_kci.pdf>
- [9] BILČÍK, Juraj; FILLO, Ľudovít; HALVONÍK, Jaroslav. *Betónové konštrukcie : navrhovanie podľa EN 1992-1-1*. Bratislava : Betoning, 2005. 314 s. ISBN 80-969-4225-5.
- [10] ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí*
- [11] HOBST, Leonard. *Diagnostika stavebních konstrukcí : přednášky*. Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2005. 124 s.
- [12] vyuka/BI02 [online]. [citace 3.1.2012]. Dostupné z WWW:
<147.229.27.214/vyuka/BI02/navodE.doc>
- [13] ANTON, Ondřej. *Základy zkušebnictví : návody do cvičení*. Brno : CERM, 2002. 61 s. ISBN 80-214-2079-0.
- [14] CIKRLE, Petr. *Stavební látky*, Modul BI01-M07- Laboratorní cvičení 2. Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2006. 43 s.
- [15] ADÁMEK, Jiří. *Stavební látky*, Modul BI01-M04 :, Keramika, dřevo, kovy a sklo. Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2006. 72 s.
- [16] www.cervenka.cz [online]. [citace 17.12.2011]. Dostupné z WWW:
<<http://www.cervenka.cz/cz/produkty/>>

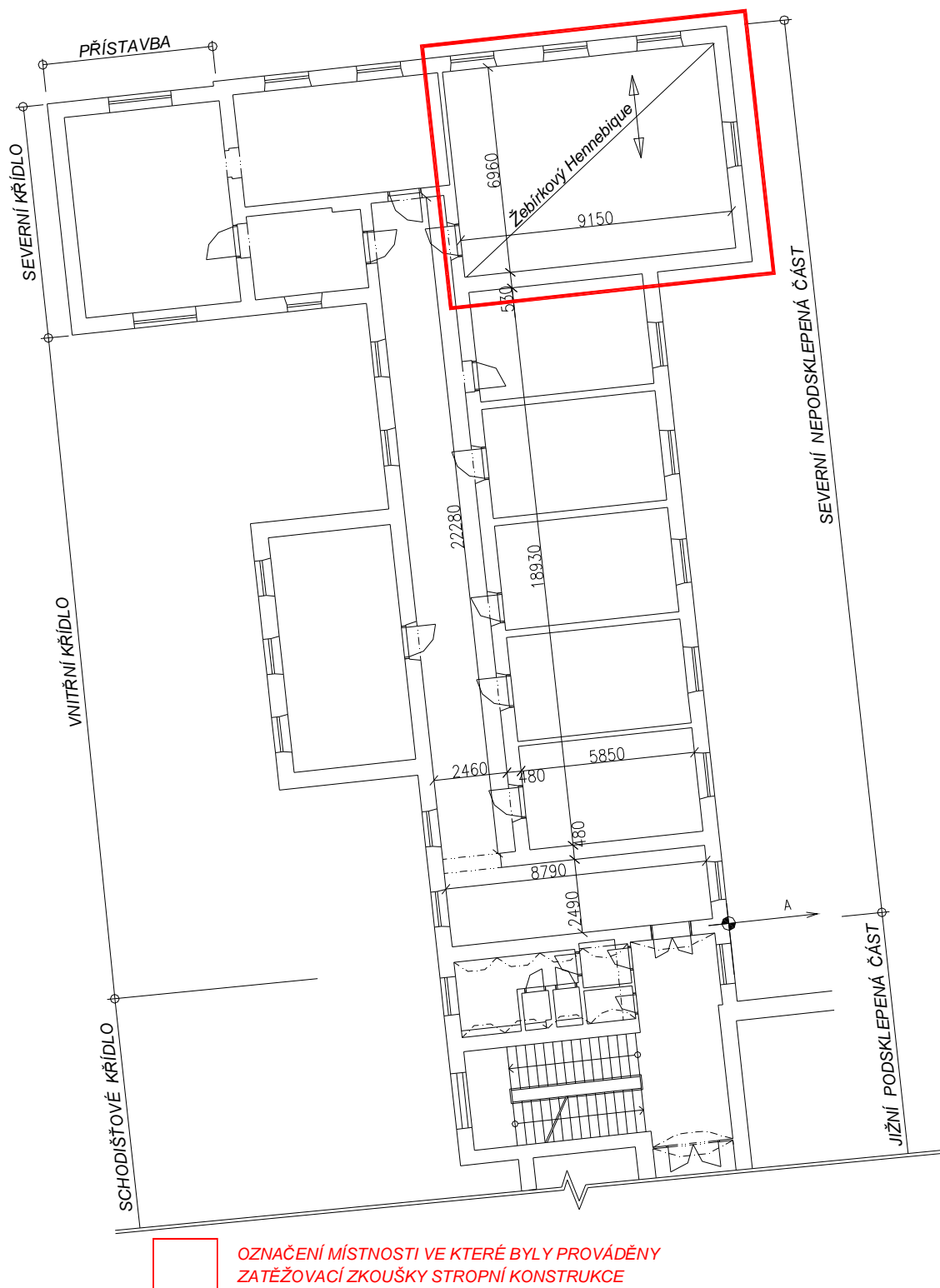
- [17] www.cervenka.cz [online]. [citace 7.1.2011]. Dostupné z WWW:
< http://www.cervenka.cz/assets/files/papers_cz/BETON_4-08_PUKL.pdf >
- [18] ČERVENKA, František; JENDELE, Libor; ČERVENKA, Jan.
ATENA Program Documentation – Part 1 – Theory. Praha 2007. 231 s.
- [19] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [20] [www. maps.google.cz](http://www.maps.google.cz) [online]. [citace 22.12.2011]. Dostupné z WWW:
< <http://maps.google.cz/maps?hl=cs&tab=wl> >
- [21] ČSN EN 206-1 *Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*
- [22] EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [23] ČSN 73 1201-86 *Navrhování betonových konstrukcí*
- [24] ČSN 1090:1932 *Navrhování betonových staveb*
- [25] ČSN 1090:1948 *Navrhování staveb ze železového betonu podle stupně bezpečnosti*
- [26] ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí*
- [27] ČSN 73 1310 *Zatížení stavebních konstrukcí*

6. SEZNAM PŘÍLOH

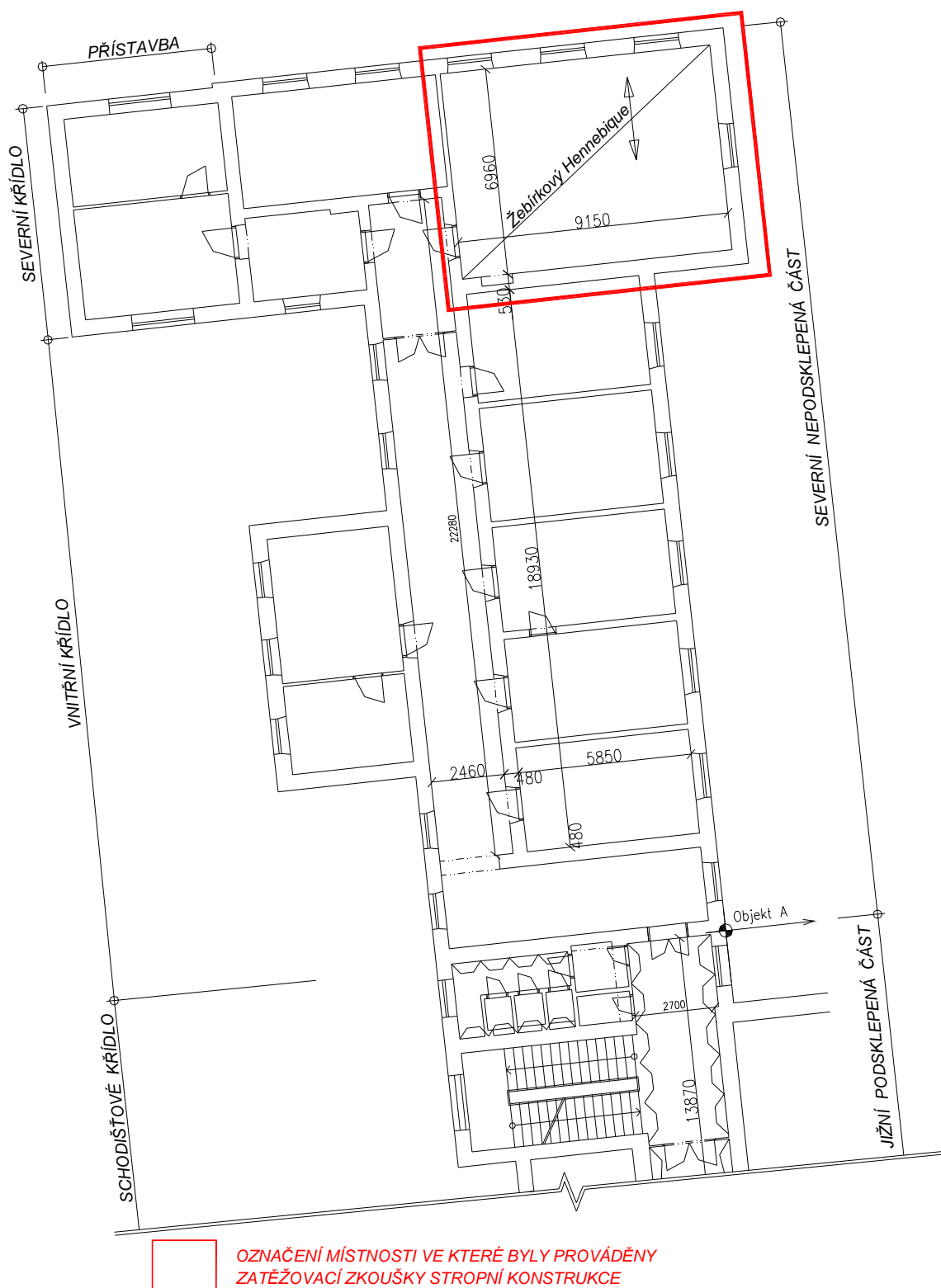
Příloha A – Výkresová dokumentace	- 67 -
Příloha A1 – Půdorys 2.NP.....	- 68 -
Příloha A2 – Půdorys 3.NP.....	- 69 -
Příloha B – Zatěžovací zkouška na dvojici žeber „TT”	- 70 -
Příloha B1 – Průběh deformací v závislosti na zatěžování	- 70 -
Příloha B2 – Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase	- 71 -
Příloha C – Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T1”	- 72 -
Příloha C1 - Průběh deformací v závislosti na zatížení.....	- 72 -
Příloha C2 - Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase.....	- 73 -
Příloha C3 – Výpočet napětí ve výztuži a v betonu během zatěžování	- 74 -
Příloha C4 - Průběh poměrného přetvoření betonu a výztuže v závislosti na čase	- 75 -
Příloha D – Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T2”	- 76 -
Příloha D1 - Průběh deformací v závislosti na zatížení.....	- 76 -
Příloha D2 – Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase	- 77 -
Příloha D3 – Výpočet napětí ve výztuži a v betonu během zatěžování	- 78 -
Příloha D4 - Průběh poměrného přetvoření betonu a výztuže v závislosti na čase	- 79 -
Příloha E – Porovnání naměřených hodnot při zatěžovacích zkouškách na žebrech „T1” a „T2”	- 80 -
Příloha F – Diagnostika vyztužení	- 83 -
Příloha F1 - Schéma rozmístění výztuže žebra „T1”	- 83 -
Příloha F2 - Schéma rozmístění výztuže žebra „T2”	- 84 -
Příloha G – Vyhodnocení materiálových charakteristik	- 85 -
Příloha G1 – Stanovení pevnosti betonu v tlaku	- 85 -
Příloha G2 – Stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku	- 87 -
Příloha G3 – Vyhodnocení tahové zkoušky oceli.....	- 89 -
Příloha H – Statický výpočet	- 90 -
Příloha H1 – Statický výpočet žebra „T1”	- 90 -
Příloha H2 – Statický výpočet žebra „T2”	- 103 -
Příloha I – Numerická analýza v programu ATENA.....	- 116 -
Příloha J – Výpočet průhybu žebra „T1”	- 120 -
Příloha J1 – Průhyb podle ČSN EN 1992-1-1	- 120 -
Příloha J2 – Průhyb podle ČSN 73 1201	- 124 -
Příloha K – Porovnání hodnot průhybů.....	- 128 -
Příloha L – Fotodokumentace	- 129 -

Příloha A – Výkresová dokumentace

Příloha A1 – Půdorys 2.NP



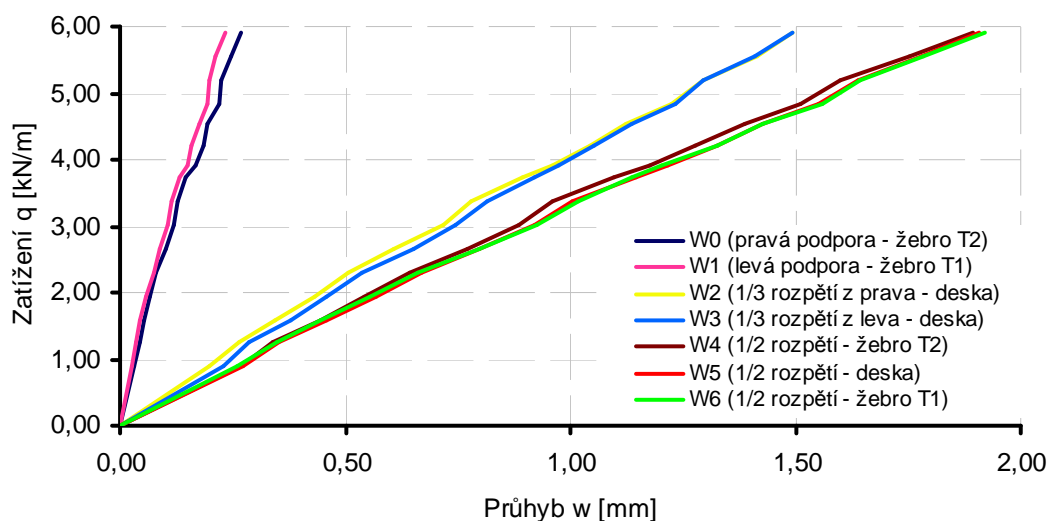
Příloha A2 – Půdorys 3.NP



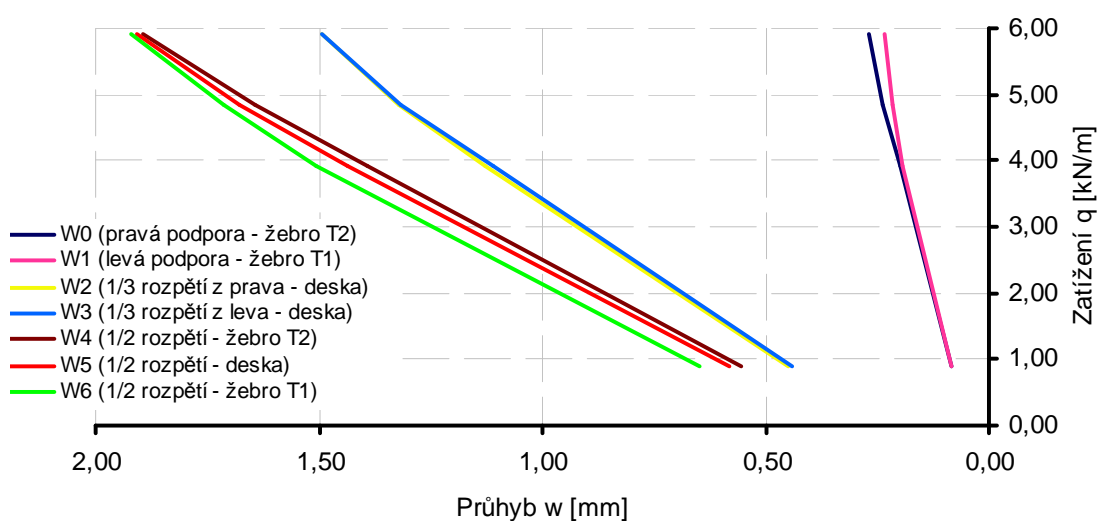
Příloha B – Zatěžovací zkouška na dvojici žeber „TT”

Příloha B1 – Průběh deformací v závislosti na zatěžování

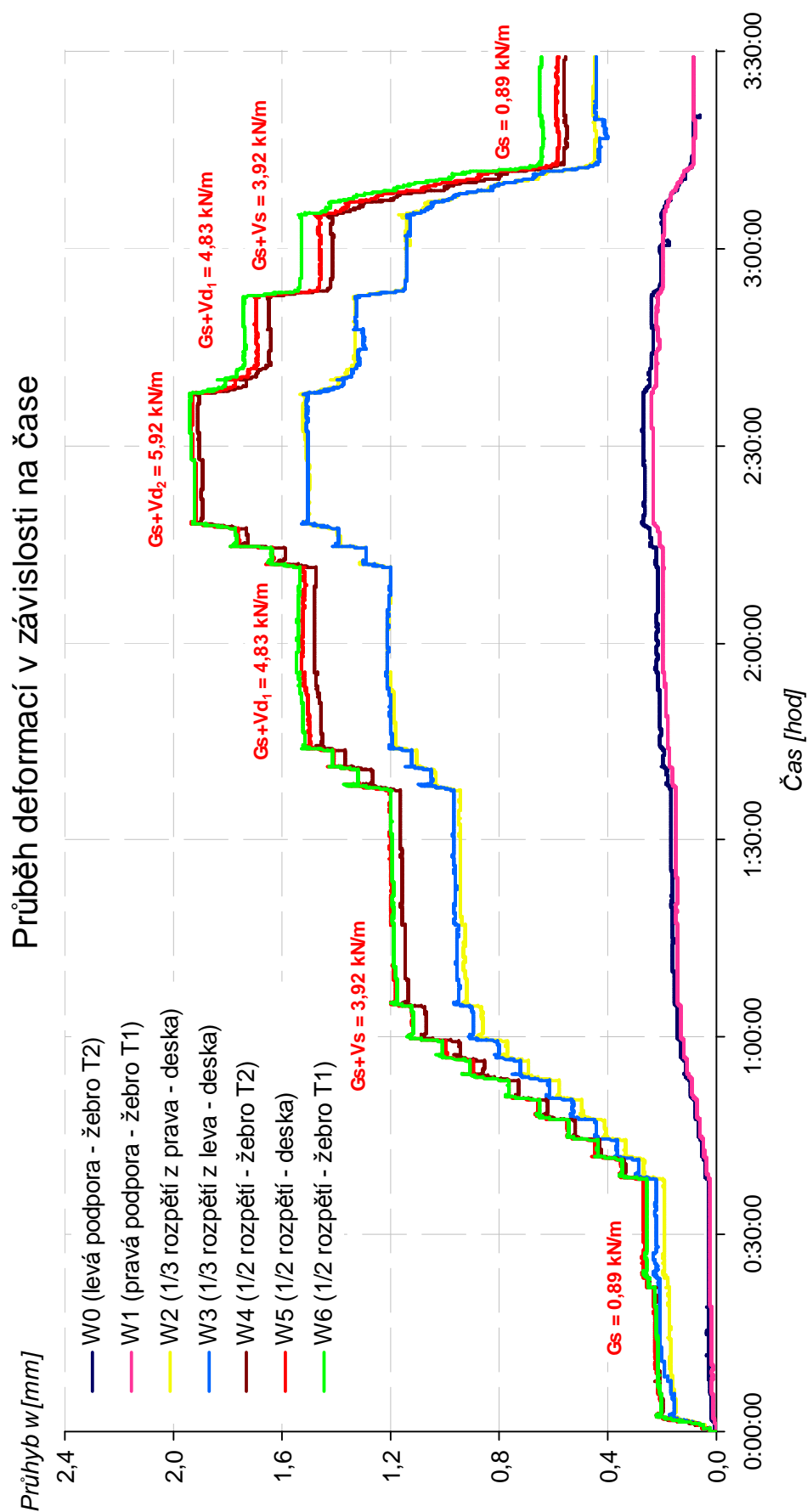
Velikost deformací v závislosti na zatížení - přitěžování



Velikost deformací v závislosti na zatížení - odtěžování

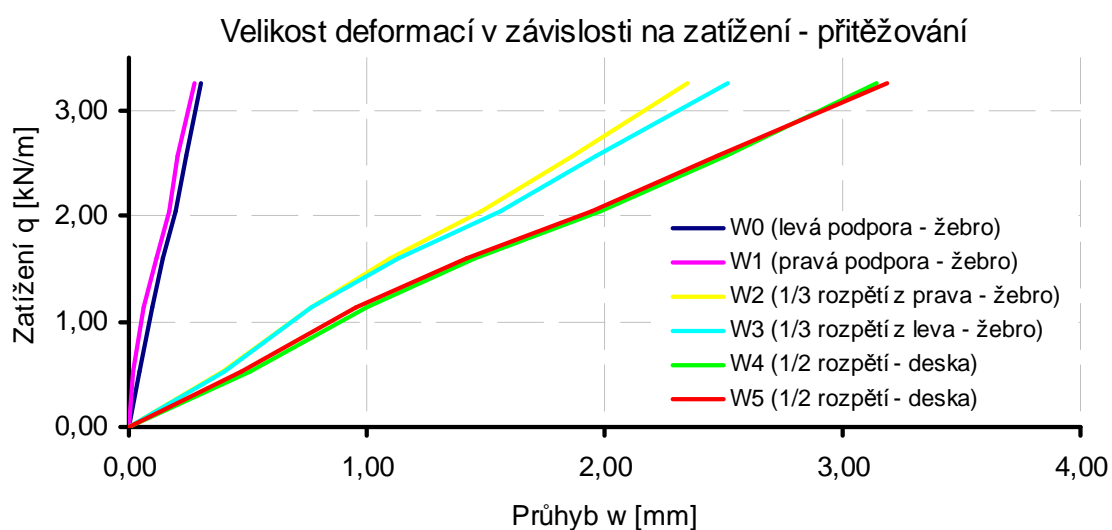
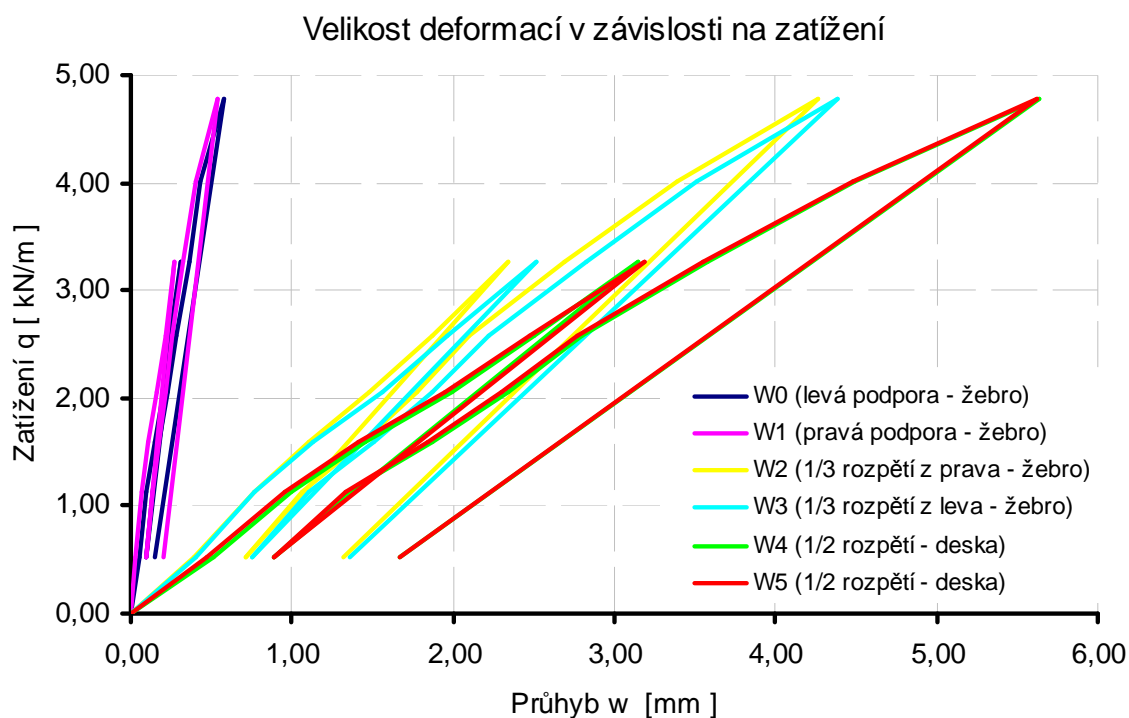


Příloha B2 – Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase

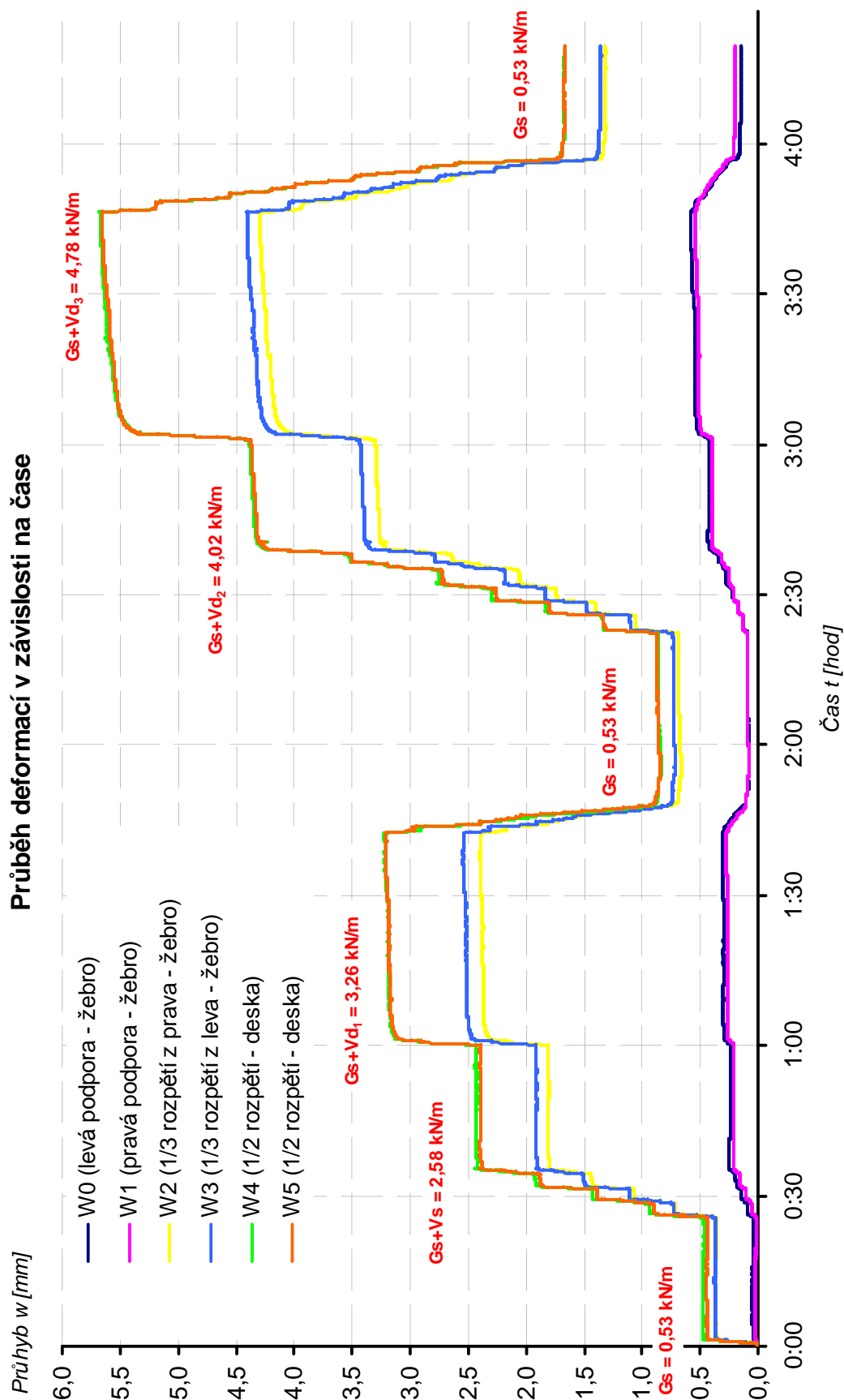


Příloha C – Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T1”

Příloha C1 - Průběh deformací v závislosti na zatížení



Příloha C2 - Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase



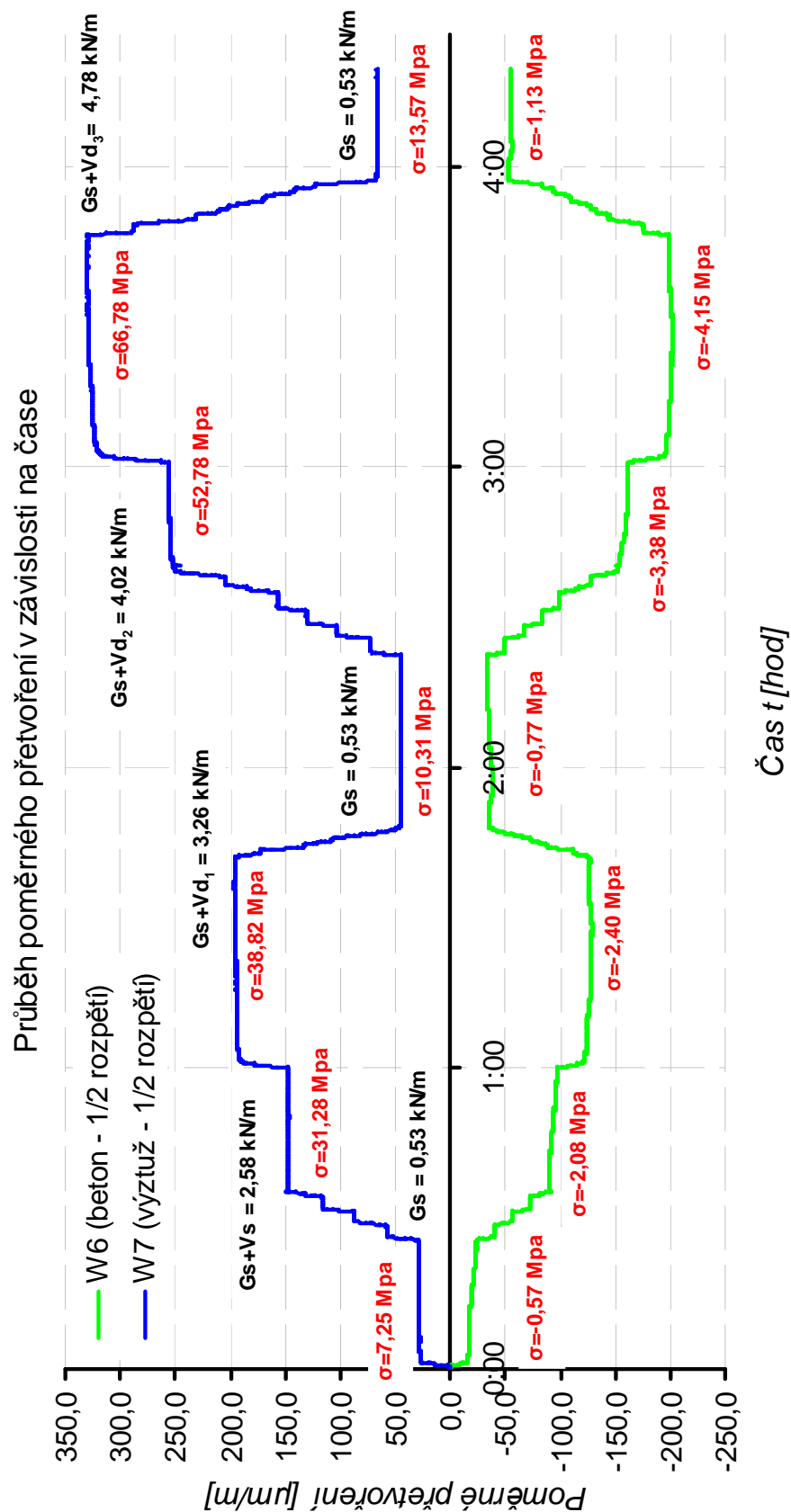
Příloha C3 – Výpočet napětí ve výztuži a v betonu během zatěžování

Zatížení	Poměrné přetvoření ε_{zi}		Měřená deformace $\varepsilon_i = \varepsilon_{zi} \cdot 2/K$		Napětí $\sigma = E \cdot \varepsilon_i$	
[kN/m]	[$\mu\text{m/m}$]		[$\mu\text{m/m}$]		[Mpa]	
	výztuž	beton	výztuž	beton	výztuž	beton
Gs = 0,53	35,76	-27,6	34,72	-26,29	7,25	-0,57
Gs+Vs = 2,58	154,32	-101,52	149,83	-96,69	31,28	-2,08
Gs+Vd ₁ = 3,26	191,52	-117,36	185,94	-111,77	38,82	-2,40
Gs = 0,53	50,88	-37,44	49,40	-35,66	10,31	-0,77
Gs+Vd ₂ = 4,02	260,4	-164,88	252,82	-157,03	52,78	-3,38
Gs+Vd ₃ = 4,78	329,52	-202,8	319,92	-193,14	66,78	-4,15
Gs = 0,53	66,96	-55,2	65,01	-52,57	13,57	-1,13

Poznámka:

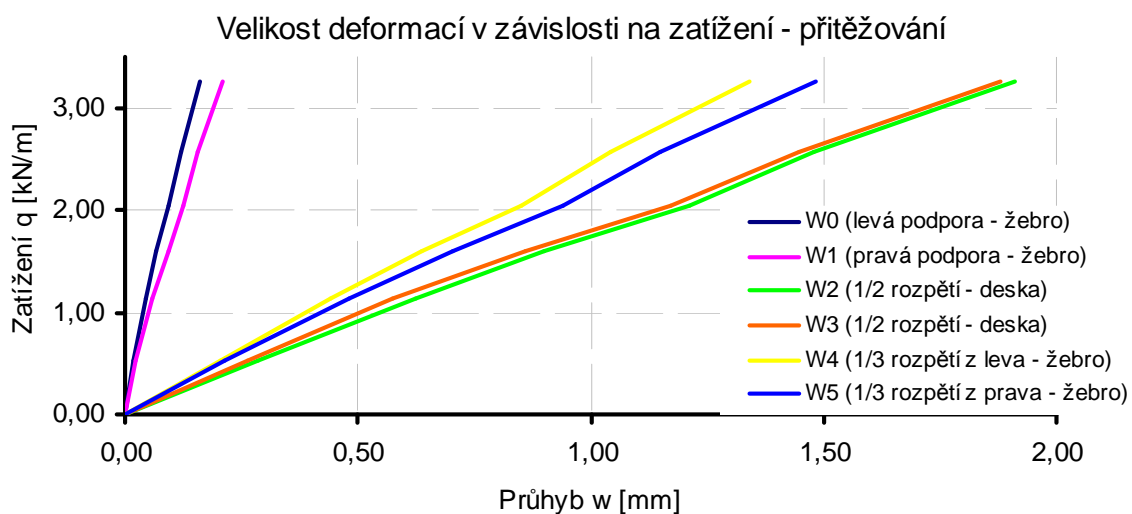
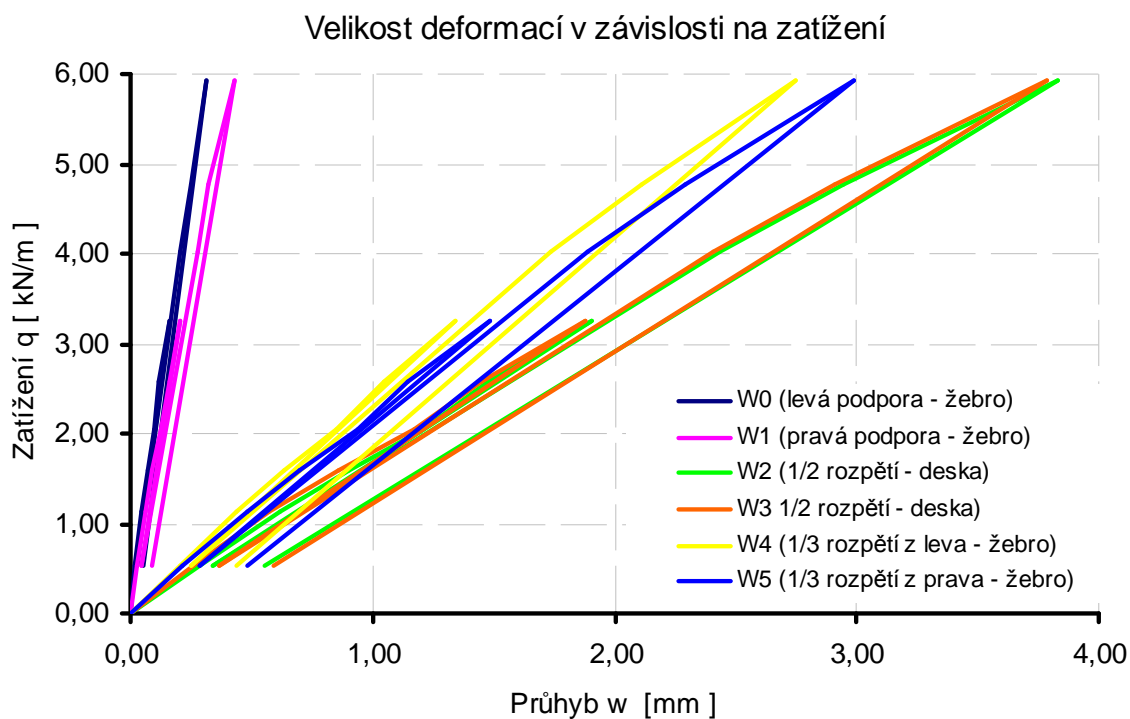
- 1) K beton = 2,10
- 2) K výztuž = 2,06
- 3) Ec = 21,5 Gpa
- 4) Es = 208,75 Gpa

Příloha C4 - Průběh poměrného přetvoření betonu a výztuže v závislosti na čase

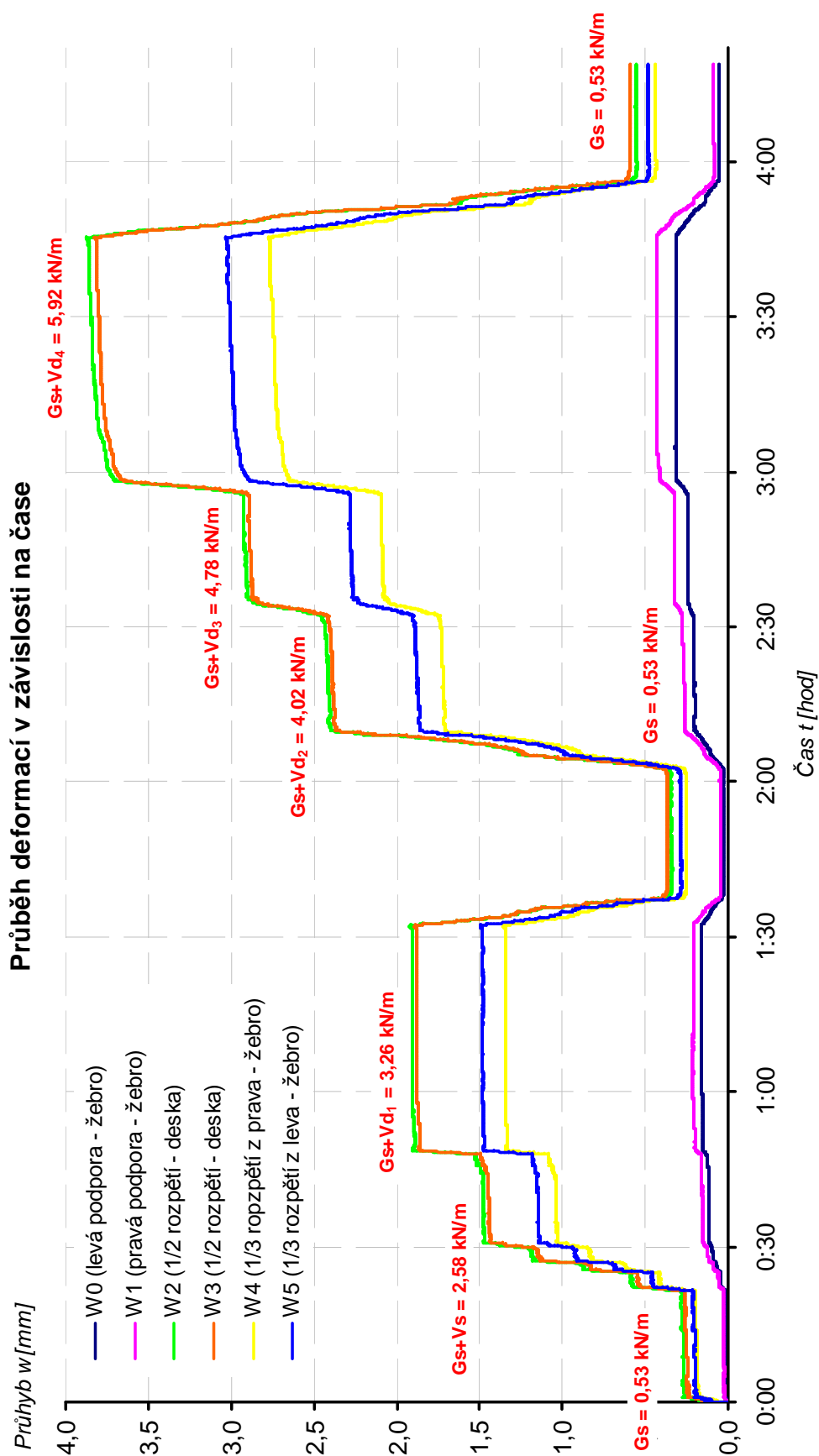


Příloha D – Zatěžovací zkouška samostatné žebro „T2”

Příloha D1 - Průběh deformací v závislosti na zatížení



Příloha D2 – Průběh deformací během zatěžování v závislosti na čase



Příloha D3 – Výpočet napětí ve výztuži a v betonu během zatěžování

Zatížení [kN/m]	Poměrné přetvoření ε_{zi} [$\mu\text{m/m}$]			Měřená deformace $\varepsilon_i = \varepsilon_{zi} \cdot 2/K$ [$\mu\text{m/m}$]			Napětí $\sigma = E \cdot \varepsilon_i$ [Mpa]		
	beton - pravá podpora	beton - polovina rozpětí	beton - levá podpora	beton - pravá podpora	beton - polovina rozpětí	beton - levá podpora	beton - pravá podpora	beton - polovina rozpětí	beton - levá podpora
Gs = 0,53	2,16	-6,48	-1,92	2,06	-6,17	-1,83	0,04	-0,13	-0,04
Gs+Vs = 2,58	20,16	-45,84	0,24	19,20	-43,66	0,23	0,41	-0,94	0,00
Gs+Vd ₁ = 3,26	24,24	-59,04	-1,44	23,09	-56,23	-1,37	0,50	-1,21	-0,03
Gs = 0,53	1,44	0,96	-7,44	1,37	0,91	-7,09	0,03	0,02	-0,15
Gs+Vd ₂ = 4,02	33,84	-73,20	0,72	32,23	-69,71	0,69	0,69	-1,50	0,01
Gs+Vd ₃ = 4,78	38,88	-93,60	-1,44	37,03	-89,14	-1,37	0,80	-1,92	-0,03
Gs+Vd ₄ = 5,92	50,88	-123,12	-3,36	48,46	-117,26	-3,20	1,04	-2,52	-0,07
Gs = 0,53	0,48	-3,84	-11,76	0,46	-3,66	-11,20	0,01	-0,08	-0,24

Poznámka:

1) K beton = 2,10

2) Ec = 21,5 Gpa

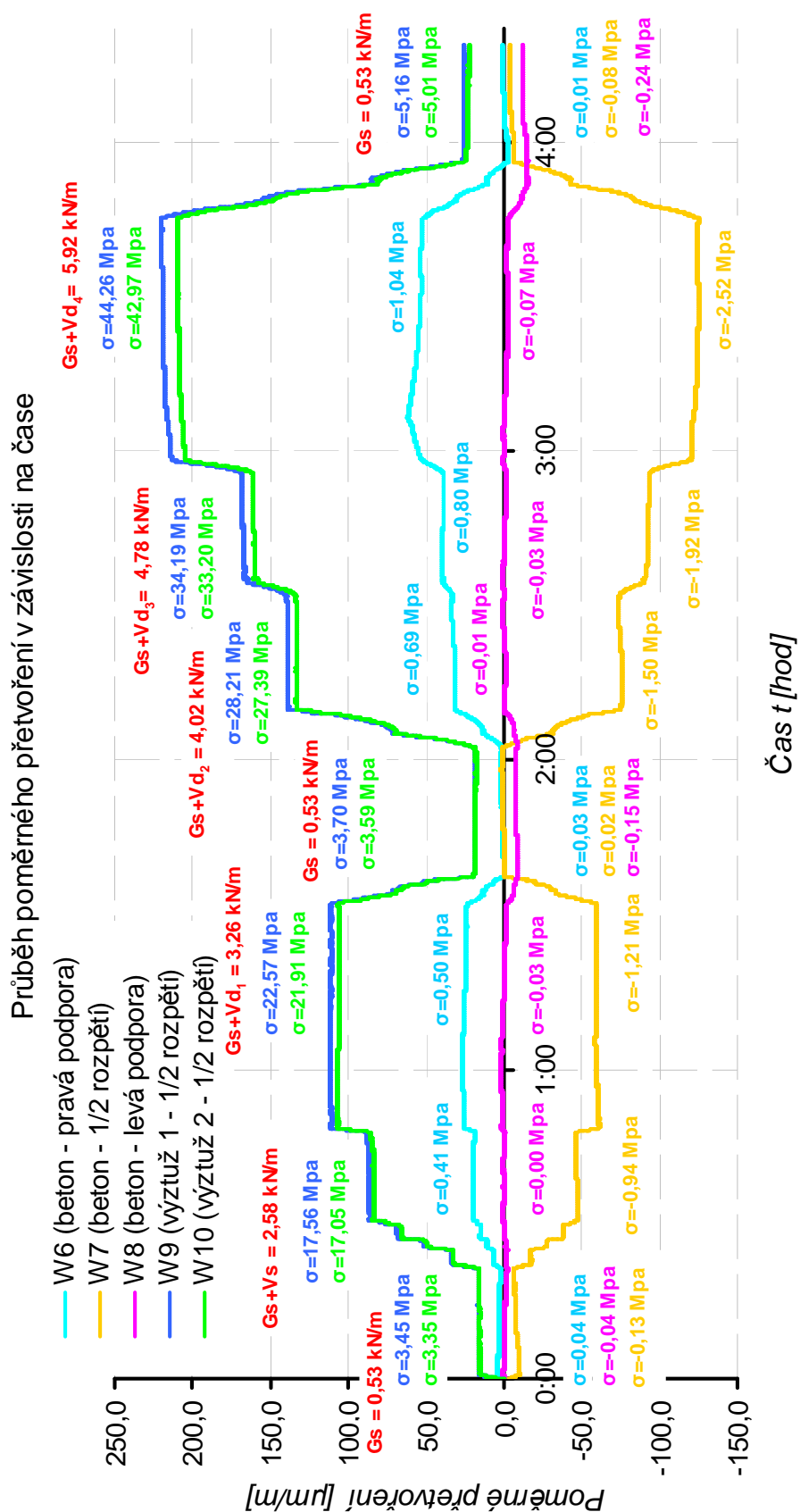
Zatížení [kN/m]	Poměrné přetvoření ε_{zi} [$\mu\text{m/m}$]		Měřená deformace $\varepsilon_i = \varepsilon_{zi} \cdot 2/K$ [$\mu\text{m/m}$]		Napětí $\sigma = E \cdot \varepsilon_i$ [Mpa]	
	výztuž 1	výztuž 2	výztuž 1	výztuž 2	výztuž 1	výztuž 2
Gs = 0,53	17,04	16,32	16,54	16,06	3,45	3,35
Gs+Vs = 2,58	86,64	83,76	84,12	81,67	17,56	17,05
Gs+Vd ₁ = 3,26	111,36	106,56	108,12	104,97	22,57	21,91
Gs = 0,53	18,24	18,00	17,71	17,19	3,70	3,59
Gs+Vd ₂ = 4,02	139,20	133,20	135,15	131,21	28,21	27,39
Gs+Vd ₃ = 4,78	168,72	162,00	163,81	159,03	34,19	33,20
Gs+Vd ₄ = 5,92	218,40	208,08	212,04	205,86	44,26	42,97
Gs = 0,53	25,44	22,56	24,70	23,98	5,16	5,01

Poznámka:

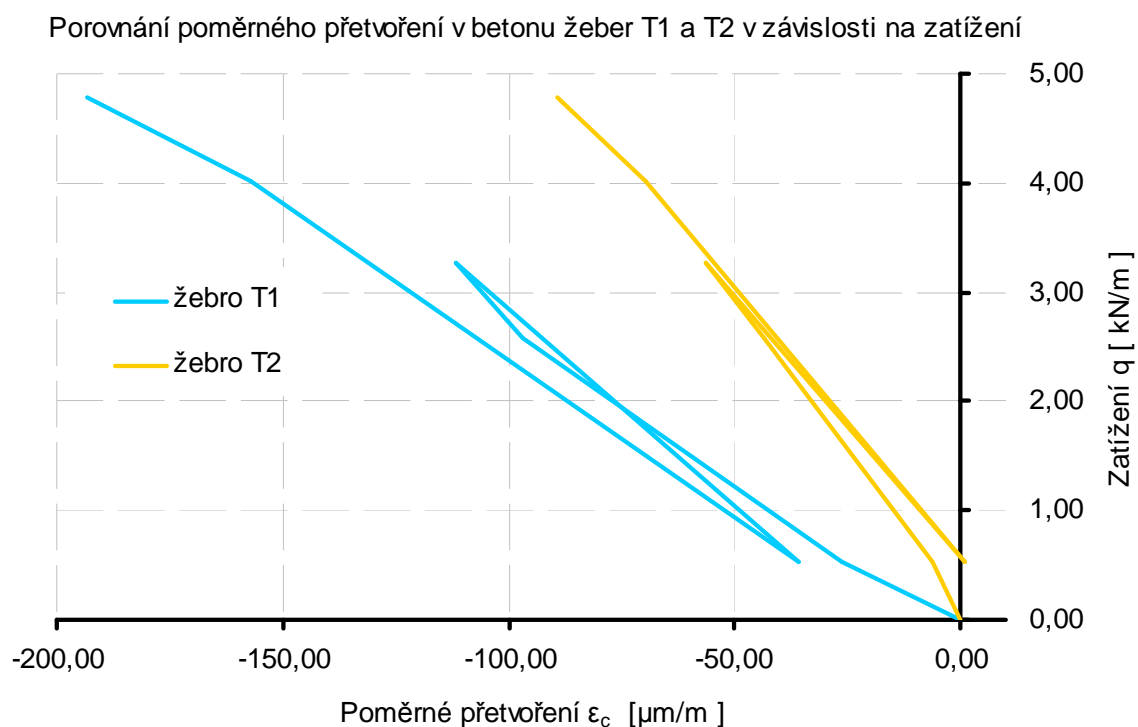
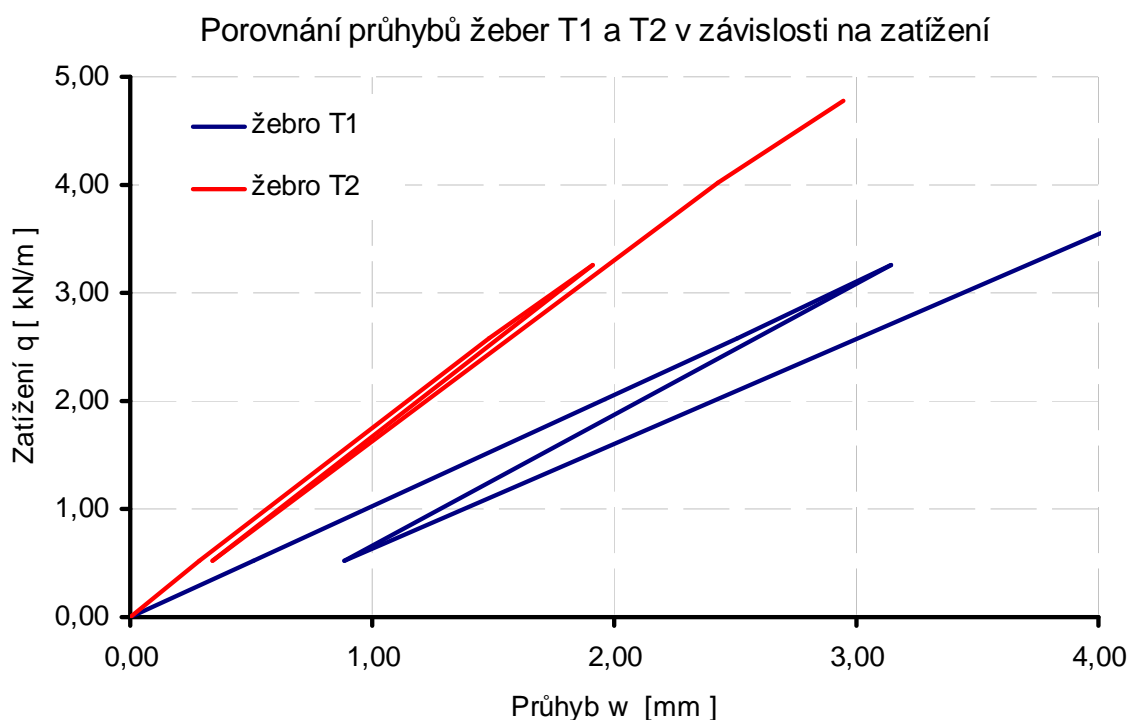
1) K výztuž = 2,06

2) Es = 208,75 Gpa

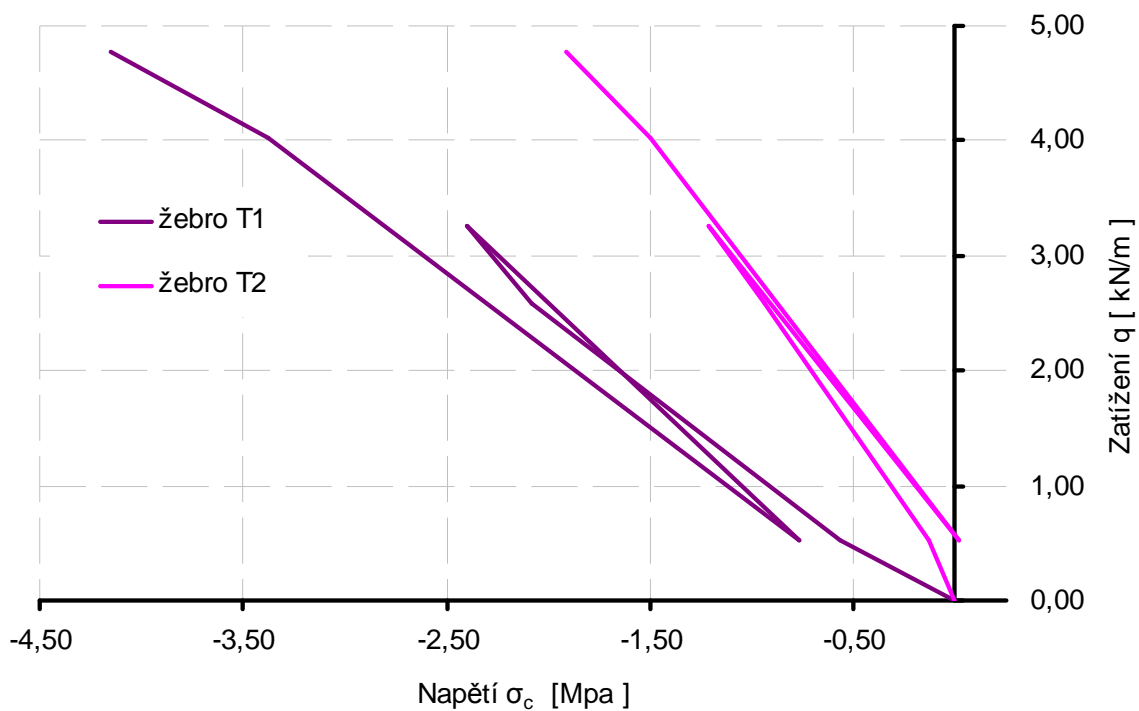
Příloha D4 - Průběh poměrného přetvoření betonu a výztuže v závislosti na čase



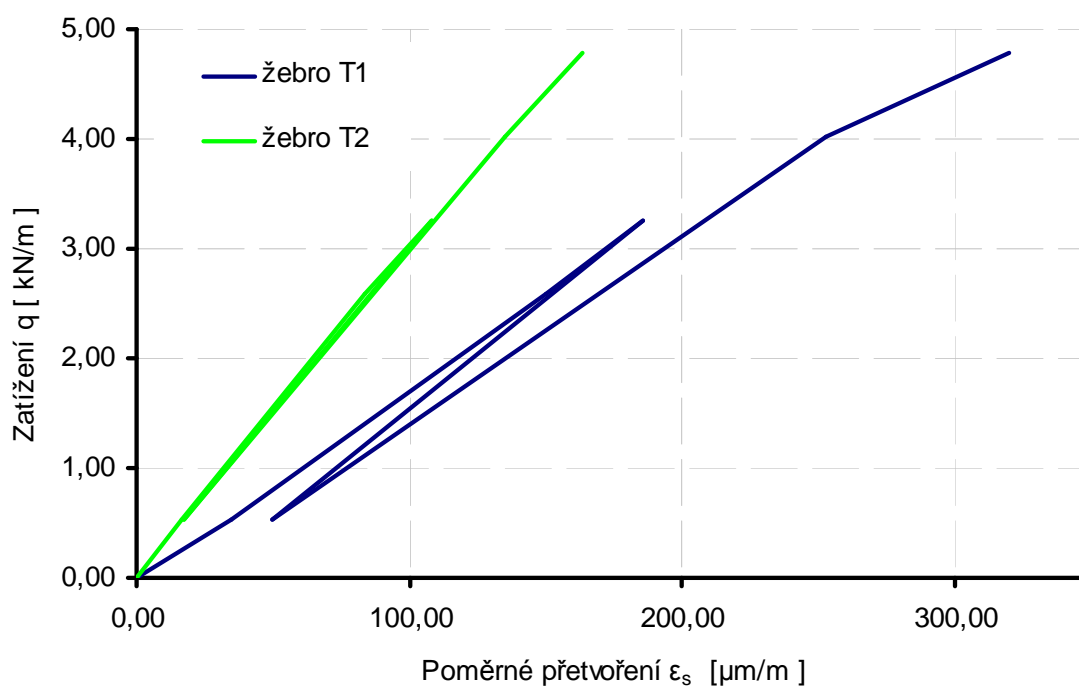
Příloha E – Porovnání naměřených hodnot při zatěžovacích zkouškách na žebrech „T1” a „T2”

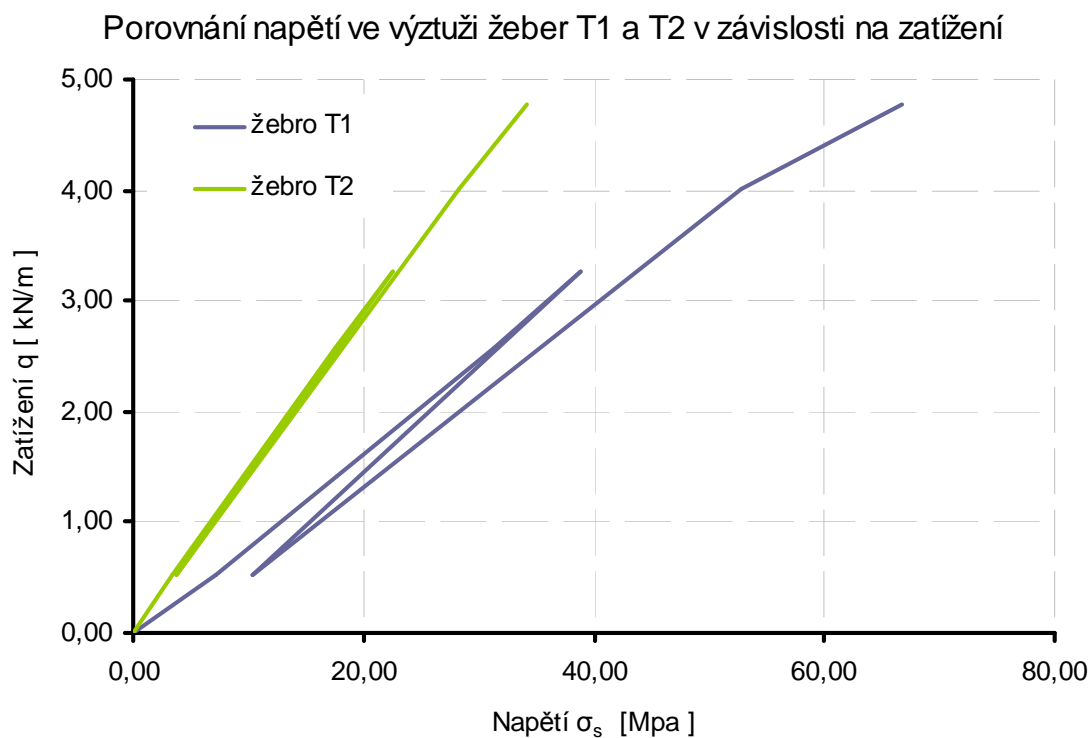


Porovnání napětí v betonu žebér T1 a T2 v závislosti na zatížení



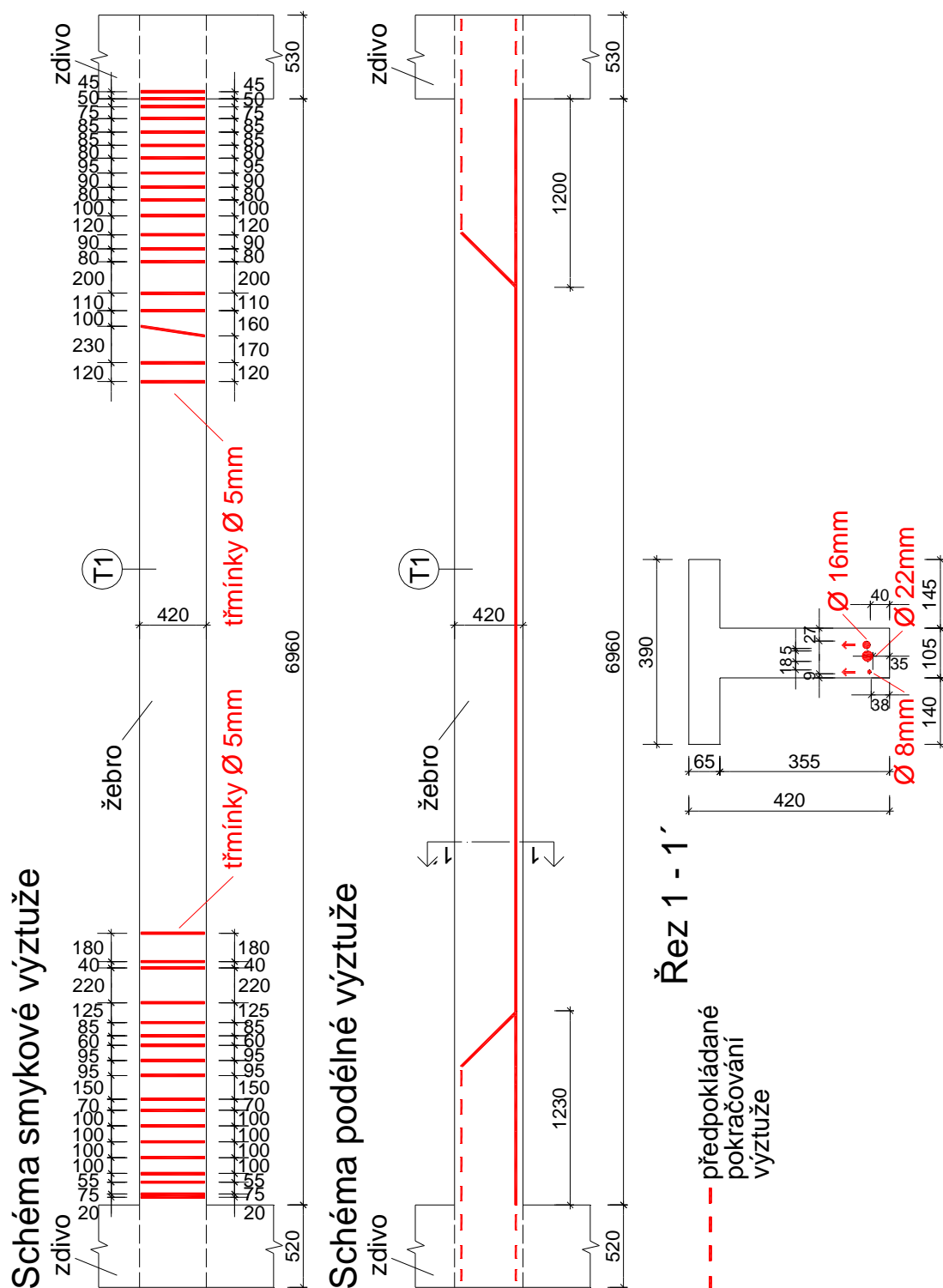
Porovnání poměrného přetvoření ve výztuži žebér T1 a T2 v závislosti na zatížení



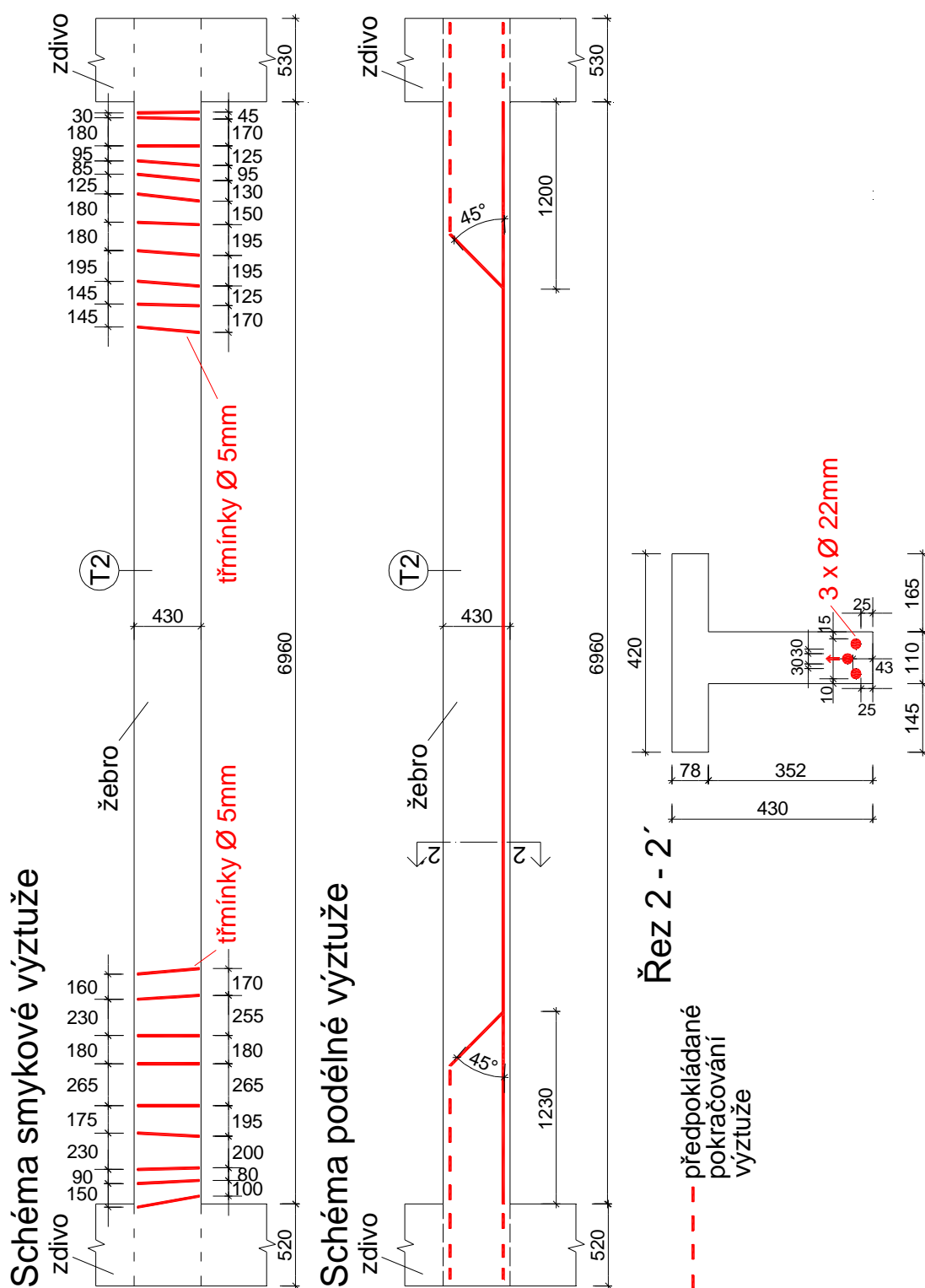


Příloha F – Diagnostika vyztužení

Příloha F1 - Schéma rozmístění výztuže žebra „T1”



Příloha F2 - Schéma rozmístění výztuže žebra „T2”



Příloha G – Vyhodnocení materiálových charakteristik

Příloha G1 – Stanovení pevnosti betonu v tlaku

Vyhodnocení pevnosti z vývrtů

vzorek	průměr tělesa	výška tělesa	hmotn. vzorku	objem. hmotn.	síla	pevnost vzorku	štíhlost prvku	opravný souč.	přev. souč.	válcová pevnost	přev. souč.	krych. pevnost
	d	v	m	ρ	F	f ₀	i	k _{c,cy}	k _{prům,cy}	f _{c,cyl}	k _{cy,cu}	f _{c,cube}
	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
V1	50,38	63,77	268,2	2110	26,3	13,2	1,266	0,912	0,95	11,4	1,25	14,3
V2	50,42	63,44	279,2	2204	22,6	11,3	1,258	0,910	0,95	9,8	1,25	12,3
V3	50,43	63,58	271,4	2137	34,1	17,1	1,261	0,911	0,95	14,8	1,25	18,5
V4	50,37	64,19	269,5	2107	31,6	15,9	1,274	0,913	0,95	13,8	1,25	17,3
V5	50,32	64,11	271,5	2129	33,4	16,8	1,274	0,913	0,95	14,6	1,25	18,3
V6	50,33	64,46	279,8	2182	28,4	14,3	1,281	0,914	0,95	12,4	1,25	15,5
Statistické hodnocení zkoušky dle ČSN ISO 13 822												
veličina			označ.	hodnoty	jednotka	VYHODNOCENÍ						
Objemová hmotnost betonu			ρ	2150	[kg/m ³]	Třída betonu dle:						
Střední hodnota			m _x	16,0	[MPa]	ČSN EN 206-1					C 8/10	
Výběrová směr. odchylka			s _x	2,45	[MPa]	ČSN 73 1201 (1986)					B 10	
Počet platných vzorků			n	6	[n]	ČSN 73 1201 (1967)					I	
Variační součinitel			V _x	15,3	[-]	ČSN 73 6206 (1971)					135	
Souč. odhadu 5% kvantilu			k _n	1,77	[-]	ČSN 1090 (1931)					d	
Charakt. pevnost v tlaku			f _{ck,cube}	11,7	[MPa]							

Vyhodnocení pevnosti z krychlí

vzorek	šířka tělesa	šířka tělesa	výška tělesa	hmotn. vzorku	objem. hmotn.	síla	krych. pevnost
	a	b	v	m	ρ	F	f_{c,cube}
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]
K1	65,28	63,30	64,68	589,7	2724	75,2	18,2
K2	64,95	66,27	66,02	609,1	2785	76,5	17,8
K3	66,51	65,83	64,22	610,6	2737	89,1	20,4
Statistické hodnocení zkoušky dle ČSN ISO 13 822							
veličina				označení	hodnoty	jednotka	VYHODNOCENÍ
Objemová hmotnost betonu				ρ	2750	[kg/m ³]	Třída betonu dle:
Střední hodnota				m_x	18,8	[MPa]	ČSN EN 206-1 C 12/15
Výběrová směr. odchylka				s_x	1,38	[MPa]	ČSN 73 1201 (1986) B 15
Počet platných vzorků				n	3	[n]	ČSN 73 1201 (1967) I
Variační součinitel				V_x	7,3	[-]	ČSN 73 6206 (1971) 170
Souč. odhadu 5% kvantilu				k_n	1,89	[-]	ČSN 1090 (1931) e
Charakt. pevnost v tlaku				f_{ck,cube}	16,2	[MPa]	

Příloha G2 – Stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku**Stanovení horního zatěžovacího kroku**

vzorek	šířka	šířka	zatěžovací plocha
	a	b	A
	[mm]	[mm]	[mm ²]
H1	66,49	64,31	4275,97

Síla na mezi pevnosti **F** = **48,4** [kN]

Horní zatěžovací krok **F_a**=F/4 **12,10** [kN]

Stanovení modulu pružnosti vzorku H2

vzorek	šířka	šířka	zatěžovací plocha
	a	b	A
	[mm]	[mm]	[mm ²]
H2	64,98	65,41	4250,34

Dolní zatěžovací krok **F_b** = **2** [kN]

Horní zatěžovací krok **F_a** = **12** [kN]

Dolní zatěžovací napětí **σ_b** = **0,47** [Mpa]

Horní zatěžovací napětí **σ_a** = **2,82** [Mpa]

postup měření	snímače	dolní zat. krok h _b	horní zat. krok h _a	rozdíl Δl h _a -h _b	průměr ΔL (Δl ₁ +Δl ₁) / 2
centrace	snímač I	0,000	-0,015	0,015	0,014
	snímač II	0,000	-0,012	0,012	
1. cyklus	snímač I	0,000	-0,012	0,012	0,012
	snímač II	0,003	-0,008	0,011	
2. cyklus	snímač I	0,001	-0,011	0,012	0,012
	snímač II	0,005	-0,006	0,011	
měření	snímač I	0,001	-0,011	0,012	0,012
	snímač II	0,007	-0,005	0,012	

délka základny **H** **120** [mm]

rozdíl napětí **Δσ**=σ_a - σ_b **2,35** [Mpa]

poměrné přetvoření **ε** = ΔL/H **0,0001** [‰]

modul pružnosti **E_{b1}** = Δσ/ε **23500** [Mpa]

Stanovení modulu pružnosti vzorku H3

vzorek	šířka	šířka	zatěžovací plocha
	a	b	A
	[mm]	[mm]	[mm ²]
H3	65,36	64,85	4238,60

Dolní zatěžovací krok $F_b =$ 2 [kN]Horní zatěžovací krok $F_a =$ 12 [kN]Dolní zatěžovací napětí $\sigma_b =$ 0,47 [Mpa]Horní zatěžovací napětí $\sigma_a =$ 2,83 [Mpa]

postup měření	snímače	dolní zat. krok h_b	horní zat. krok h_a	rozdíl Δl $h_a - h_b$	průměr ΔL ($\Delta l_1 + \Delta l_1$) / 2
centrace	snímač I	0,000	-0,018	0,018	0,018
	snímač II	0,000	-0,018	0,018	
1. cyklus	snímač I	-0,002	-0,017	0,015	0,015
	snímač II	-0,004	-0,018	0,014	
2. cyklus	snímač I	-0,002	-0,016	0,014	0,014
	snímač II	-0,004	-0,018	0,014	
měření	snímač I	-0,001	-0,015	0,014	0,014
	snímač II	-0,004	-0,018	0,014	

délka základny **H** 120 [mm]rozdíl napětí $\Delta\sigma = \sigma_a - \sigma_b$ 2,36 [Mpa]poměrné přetvoření $\epsilon = \Delta L / H$ 0,0001 [%]modul pružnosti $E_{b2} = \Delta\sigma / \epsilon$ 20000 [Mpa]**Stanovení modulu pružnosti vzorku H4**

vzorek	šířka	šířka	zatěžovací plocha
	a	b	A
	[mm]	[mm]	[mm ²]
H4	66,09	64,19	4242,32

Dolní zatěžovací krok $F_b =$ 2 [kN]Horní zatěžovací krok $F_a =$ 12 [kN]Dolní zatěžovací napětí $\sigma_b =$ 0,47 [Mpa]Horní zatěžovací napětí $\sigma_a =$ 2,83 [Mpa]

postup měření	snímače	dolní zat. krok h_b	horní zat. krok h_a	rozdíl Δl $h_a - h_b$	průměr ΔL ($\Delta l_1 + \Delta l_2$) / 2
centrace	snímač I	0,000	-0,015	0,015	0,017
	snímač II	0,000	-0,019	0,019	
1. cyklus	snímač I	-0,002	-0,015	0,013	0,015
	snímač II	-0,003	-0,019	0,016	
2. cyklus	snímač I	-0,003	-0,015	0,012	0,014
	snímač II	-0,003	-0,019	0,016	
měření	snímač I	-0,003	-0,015	0,012	0,014
	snímač II	-0,004	-0,019	0,015	

délka základny H 120 [mm]

rozdíl napětí $\Delta\sigma = \sigma_a - \sigma_b$ 2,36 [Mpa]

poměrné přetvoření $\epsilon = \Delta L / H$ 0,0001 [‰]

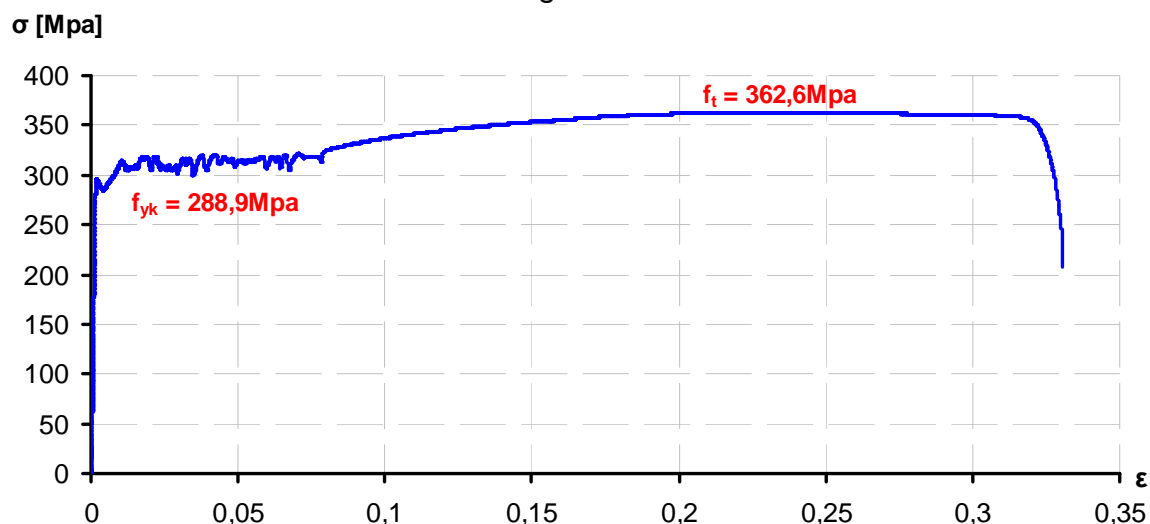
modul pružnosti $E_{b3} = \Delta\sigma / \epsilon$ **21000** [Mpa]

$E_{b,celk} = (E_{b1} + E_{b2} + E_{b3}) / 3$ **21500,00** [Mpa]

Příloha G3 – Vyhodnocení tahové zkoušky oceli

vzorek	průměr	délka	hmotnost	objemová hmotnost	mez kluzu	mez pevnosti	modul pružnosti
	d	l	m	ρ	f_{yk}	f_t	E
	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m ³]	[Mpa]	[Mpa]	[Gpa]
O1	6	463	105,8	8081,88	288,9	362,6	208,75

Deformační diagram oceli v tahu



Příloha H – Statický výpočet

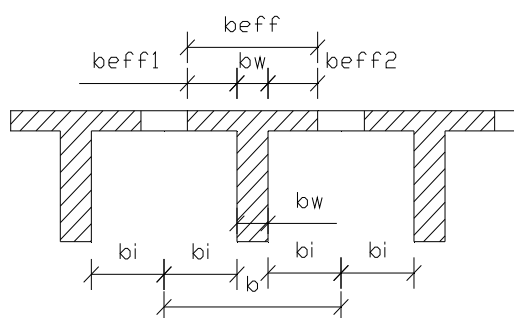
Příloha H1 – Statický výpočet žebra „T1”

Posouzení podle ČSN EN 1992-1-1

Výpočet zatížení dle ČSN EN 1991-1

Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	charakteristické zatížení g_k [kN/m ²]	součinitel γ_g	výpočtové zatížení g_d [kN/m ²]	výpočtové zatížení na šířku žebra 0,6m g_d [kN/m ²]
PVC	0,002	12	0,024	1,35	0,03	0,02
parkety	0,022	7	0,154	1,35	0,21	0,12
prkna	0,03	5	0,15	1,35	0,20	0,12
násyp (stavební rum)	0,12	14	1,68	1,35	2,27	1,36
ŽB deska	0,065	25	1,625	1,35	2,19	1,32
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,105 x 0,355m	0,355	25	0,932	1,35	1,26	1,26
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	1,35	0,81	0,49
Zatížení stálé celkem			5,16		6,97	4,69
Zatížení užité (nahodilé)			3,0	1,5	4,50	2,70
Zatížení celkem			8,2		11,47	7,39

Stanovení spolupůsobící šířky desky



šířka žebra $b_w = 105$ mm

šířka $b = 600$ mm

šířka $b_i = 247,5$ mm

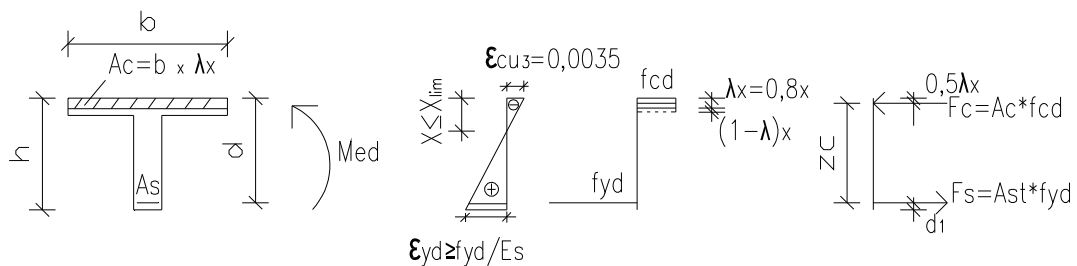
vzdálenost $l_0 = 7485$ mm

$$b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 247,5 + 0,1 \cdot 7485 = 798 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1,2} \leq b_i \Rightarrow b_{eff,1,2} = 247,5 \text{ mm}$$

$$\sum b_{eff_i} + b_w \leq b \Rightarrow b_{eff} = \underline{\underline{600}} \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb



Stanovení ohybového momentu

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M_{ed} = 1/8 \cdot q_d \cdot L^2$ [kNm]
7,39	7,485	51,73

Rozměry průřezu

šířka b [mm]	výška h [mm]	účinná výška d [mm]	těžiště výztuže d_1 [mm]
600	420	373,68	46,32

Údaje o materiálu

Beton			Výztuž		
pev. třída	char. pevnost f_{ck} [Mpa]	výp. pevnost $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	druh	výp. pevnost f_{yd} [Mpa]	plocha výztuže A_{st} [mm ²]
C8/10	8	5,33	—	180	631,46

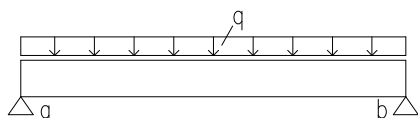
Posouzení

1. Silová podmínka $F_c = F_s$		
$F_s = A_{st} \cdot f_{yd}$	113,6628	kN
$F_c = A_c \cdot f_{cd}$	113,6628	kN
$A_c = F_s / f_{cd}$	21311,78	mm ²
$A_c = b \cdot 0,8x$		
$x = A_c / (b \cdot 0,8)$	44,40	mm
2. Momentová podmínka $M_{rd} \geq M_{ed}$		
$M_{rd} = F_s \cdot z_c$	40,45	kNm
$z_c = h - d_1 - 0,5 \cdot 0,8x$	355,92	mm

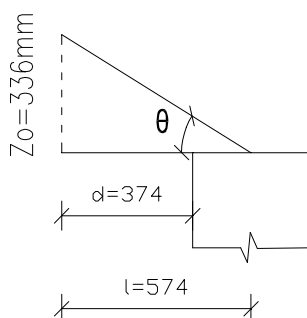
=> neutrální osa prochází deskou

 $M_{rd} =$ **40,45** kNm $M_{ed} =$ **51,73** kNm

NEVYHOVÍ

Posouzení na posouvající síluStanovení reakce V_a , V_b :

$$V_a = V_b = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 7,39 \cdot 7,485 = \underline{\underline{27,66 \text{ kN}}}$$

Sklon tlačené diagonály θ 

$$z_0 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 373,68 = 336,31 \text{ mm}$$

$$l = d + 200 = 373,68 + 200 = 573,68 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = \frac{l}{z_0} = \frac{573,68}{336,31} = \underline{\underline{1,71}}$$

Kontrola únosnosti tlačných vzpěr:

$$V_{ed,max} \leq V_{rd,max}$$

$$V_{ed,max} = 27,66 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = \frac{b_w \cdot z_0 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cotg \theta}{(1 + \cotg^2 \theta)} = \frac{105 \cdot 336,31 \cdot 0,581 \cdot 5,33 \cdot 1,71}{(1 + 1,71^2)} = \underline{\underline{47,65 \text{ kN}}} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{8}{250}\right) = 0,581$$

Únosnost betonu ve smyku:

$$V_{ed} \leq V_{rd,c}$$

$$V_{ed,max} = 27,66 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$K = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{373,68}\right)^{1/2} = 1,73$$

$$\rho_t = \left(\frac{A_{st}}{b_w \cdot d}\right) = \left(\frac{631,46}{105 \cdot 373,68}\right) = 0,016$$

$$V_{rd,c} = 0,12 \cdot 1,73 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 8)^{1/3} \cdot 105 \cdot 373,68 = \underline{\underline{19,11 \text{ kN}}} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ} \Rightarrow \text{nutná}$$

smysková výztuž

$$V_{rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,226 \cdot 105 \cdot 373,68 = 8,85 \text{ kN}$$

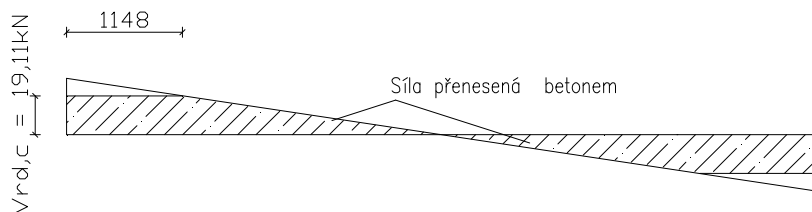
$$v_{min} = 0,035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,73^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,226 \cdot 1,73^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,226$$

Posouzení smykové výztuže:

$$V_{ed,red} \leq V_{rd,s}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \emptyset 5 = 39,27 \text{ mm}^2$$

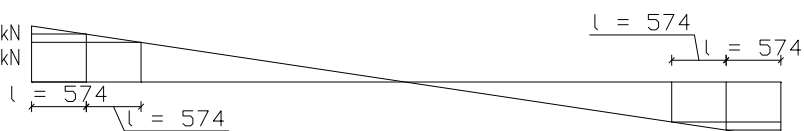
$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z_0 \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}{s}$$



$$V_{ed} = 27,66 \text{ kN}$$

$$V_{ed,red1} = 23,63 \text{ kN}$$

$$V_{ed,red2} = 19,59 \text{ kN}$$



$$V_{ed,red4} = 19,59 \text{ kN}$$

$$V_{ed,red3} = 23,63 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 27,66 \text{ kN}$$

$s =$	110	[mm]	
$V_{rd,s} =$	34,46	[kN]	
$V_{ed,red1} =$	23,63	[kN]	VYHOVÍ

$s =$	150	[mm]	
$V_{rd,s} =$	25,27	[kN]	
$V_{ed,red2} =$	19,59	[kN]	VYHOVÍ

$s =$	120	[mm]	
$V_{rd,s} =$	31,59	[kN]	
$V_{ed,red3} =$	23,63	[kN]	VYHOVÍ

$s =$	120	[mm]	
$V_{rd,s} =$	31,59	[kN]	
$V_{ed,red4} =$	19,59	[kN]	VYHOVÍ

Kontrola konstrukčních zásadHlavní podélná výztuž:

1. maximální a minimální plocha hlavní podélné výztuže

$$A_{st} \leq A_{s,max}$$

$$A_{st} \geq A_{s,min}$$

$$A_{st} = 631,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_w \cdot h = 0,04 \cdot 105 \cdot 420 = \underline{1764} \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,min} = 0,013 \cdot b \cdot d = 0,013 \cdot 105 \cdot 373,68 = \underline{510,07} \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

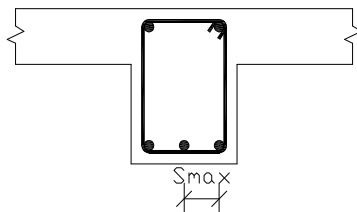
$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{1,2}{180} \right) \cdot 105 \cdot 373,68 = 68,01 \text{ mm}^2$$

2. maximální osová vzdálenost výztuže

$$s \leq s_{max}$$

$$s_{max} = 200 \text{ mm}$$

$$s = \underline{33} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

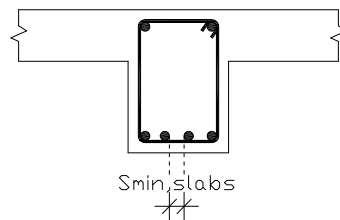


3. minimální světlá vzdálenost mezi pruty

$$s_{min,slabs} \geq \varnothing_{s,max}; d_g + 5\text{mm}; 20 \text{ mm}$$

$$s_{min,slabs} = \underline{5} \text{ mm}$$

velikost zrn kameniva d_g výrazně převyšuje vzdálenost mezi pruty výztuže \Rightarrow **NEVYHOVÍ**

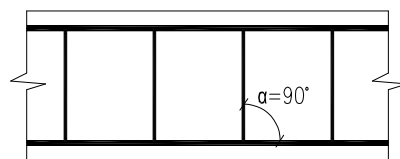
Příčná výztuž:

1. maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_l \leq s_{l,max}$$

$$s_l = 220 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 373,68 \cdot (1 + 0) = \underline{280,26} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

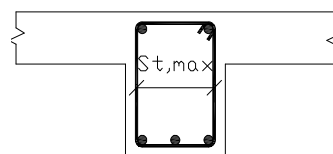


2. maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$s_t = 85 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 373,68 = \underline{280,26} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$



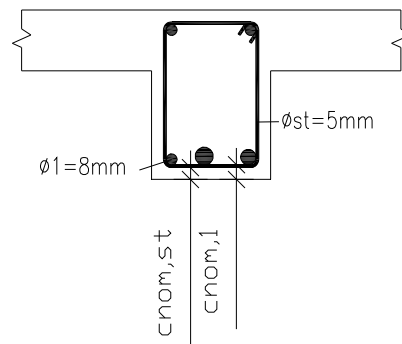
Krytí výztuže**Třmínky:**stupeň vlivu prostředí X0, $\varnothing_{st} = 5\text{mm}$

$$c_{min,st} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10)$$

$$c_{min,st} = 10\text{ mm}$$

$$c_{nom,st} \geq c_{min,st} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20\text{ mm}$$

$$c_{nom,st} = \underline{5}\text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

**Hlavní výztuž:**

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10)$$

$$c_{min} = 10\text{ mm}$$

$$c_{nom,1} \geq c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20\text{ mm}$$

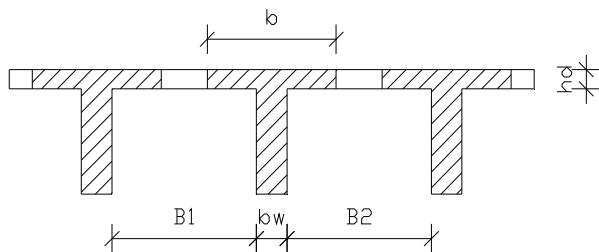
$$c_{nom,1} \geq c_{nom,st} + \varnothing_{st} = 20 + 5 = 25\text{ mm}$$

$$c_{nom,1} = \underline{10}\text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Posouzení podle ČSN 73 1201**Výpočet zatížení dle ČSN 73 0035**

Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	normové zatížení g_n [kN/m ²]	součinitel γ_f	výpočtové zatížení na šířku 1m g_d [kN/m ²]	výpočtové zatížení na šířku žebra 0,6m g_d [kN/m ²]
PVC	0,002	12	0,024	1,1	0,03	0,02
parkety	0,022	7	0,154	1,1	0,17	0,10
prkna	0,03	5	0,15	1,1	0,17	0,10
násyp (stavební rum)	0,12	14	1,68	1,3	2,18	1,31
ŽB deska	0,065	25	1,625	1,3	2,11	1,27
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,105 x 0,355m	0,355	25	0,932	1,3	1,21	1,21
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	1,3	0,78	0,47
Zatížení stálé celkem			5,16		6,65	4,47
Zatížení užité (nahodilé)			2,0	1,3	2,60	1,56
Zatížení celkem			7,2		9,25	6,03

Stanovení spolupůsobící šířky desky

šířka žebra $b_w = 105 \text{ mm}$

šířka B1 = 495 mm

šířka B2 = 495 mm

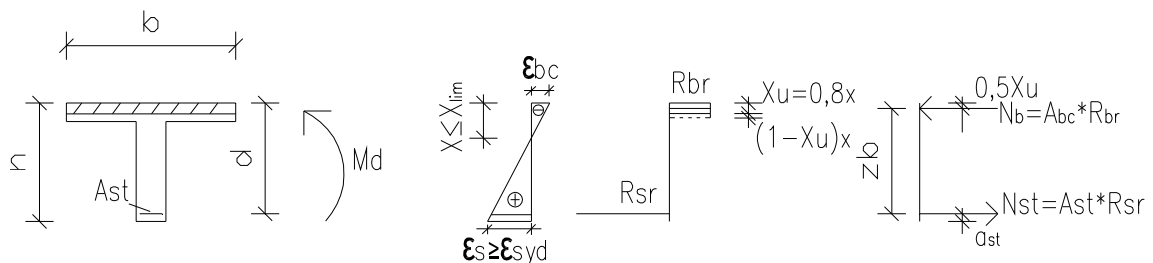
výška desky $h_d = 65 \text{ mm}$ vzdálenost $L = 7485 \text{ mm}$

$$b_{\text{eff}} \leq 2 \cdot b \cdot h_d + b_w = 2 \cdot 6 \cdot 65 + 105 = 885 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq 0,5 \cdot (B1 + B2) + b_w = 0,5 \cdot (495 + 495) + 105 = \underline{600} \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq 2 \cdot 0,17 \cdot L + b_w = 2 \cdot 0,17 \cdot 7485 + 105 = 2604 \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb



Stanovení ohybového momentu

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M_d = 1/8 \cdot q_d \cdot L^2$ [kNm]
6,03	7,485	42,26

Rozměry průřezu

šířka b [mm]	výška h [mm]	účinná výška h_e [mm]	těžiště výztuže a_{st} [mm]
600	420	373,68	46,32

Údaje o materiálu

Beton			Výztuž		
třída	norm. pevnost R_{bn} [Mpa]	výp. pevnost R_{br} [Mpa]	druh	výp. pevnost R_{sr} [Mpa]	plocha výztuže A_{st} [mm ²]
B10	7,5	6,00	—	180	631,46

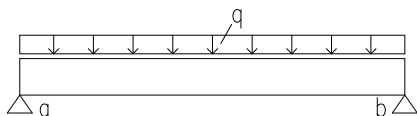
Posouzení

1. Silová podmínka $N_b = N_{st}$		
$N_{st} = A_{st} \cdot R_{sr}$	113,6628	kN
$N_b = A_{bc} \cdot R_{br}$	113,6628	kN
$A_{bc} = N_{st} / R_{bd}$	18943,80	mm ²
$A_{bc} = b \cdot X_u$		
$x = A_{bc} / (b \cdot 0,8)$	39,47	mm
2. Momentová podmínka $M_{rd} \geq M_{ed}$		
$M_u = \gamma_u \cdot A_{st} \cdot R_{sr} \cdot z_b$	38,95	kNm
$z_b = h - a_{st} - 0,5 \cdot X_u$	357,89	mm
$\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50)$	0,957	

=> neutrálná osa prochází deskou

$$M_u = 38,95 \text{ kNm}$$

$$M_d = 42,26 \text{ kNm}$$

NEVYHOVÍ**Posouzení na posouvající sílu**Stanovení reakce Q_a, Q_b :

$$Q_a = Q_b = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 6,03 \cdot 7,485 = \underline{\underline{22,57 \text{ kN}}}$$

Mezní posouvající síla, na který lze prvek dimenzovat:

$$Q_{u,max} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot R_{br} = \frac{1}{3} \cdot 105 \cdot 420 \cdot 7,5 = \underline{\underline{110,25 \text{ kN}}}$$

Výpočtová velikost posouvající síly přenesené betonem:

$$Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot R_{btr} = \frac{1}{3} \cdot 105 \cdot 420 \cdot 1 \cdot 0,66 = \underline{\underline{9,70 \text{ kN}}}$$

Podmínky:

- 1) $\max |Q_d| \leq Q_{bu} \Rightarrow$ smykovou výztuž není nutno navrhovat
 - 2) $Q_{bu} < \max |Q_d| \leq 2,5 \cdot Q_{bu} \Rightarrow$ smyková výztuž dle konstrukčních podmínek
 - 3) $2,5 \cdot Q_{bu} < \max |Q_d| \leq Q_{u,max} \Rightarrow$ smyková výztuž dle výpočtu
 - 4) $\max |Q_d| > Q_{u,max} \Rightarrow$ nutno zvětšit rozměry prvku nebo beton vyšší pevnosti
- splněna podmínka 2 => **třmínky dle konstrukčních zásad**

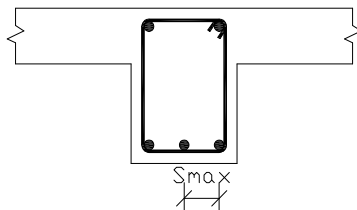
Kontrola konstrukčních zásadHlavní podélná výztuž:

1. maximální osová vzdálenost výztuže

$$s \leq s_{\max}$$

$$s_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$s = \underline{\underline{33}} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

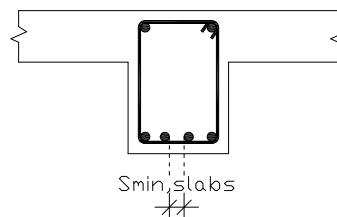


2. minimální světlá vzdálenost mezi pruty

$$s_{\min, \text{slabs}} \geq \varnothing_{s, \max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min, \text{slabs}} = \underline{\underline{5}} \text{ mm}$$

velikost zrn kameniva d_g výrazně převyšuje vzdálenost mezi pruty výztuže \Rightarrow **NEVYHOVÍ**

Příčná výztuž:

1. maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_l \leq s_{l, \max}$$

$$s_l = 220 \text{ mm}$$

$$s_{l, \max} = \max(0,75 \cdot h_e; 400 \text{ mm}) = \max(0,75 \cdot 373,68; 400 \text{ mm}) = \max(280,26; 400)$$

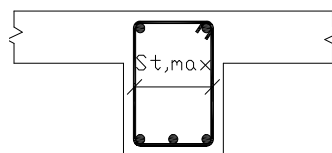
$$s_{l, \max} = \underline{\underline{400}} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

2. maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$s_t \leq s_{t, \max}$$

$$s_t = 85 \text{ mm}$$

$$s_{t, \max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 373,68 = \underline{\underline{280,26}} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

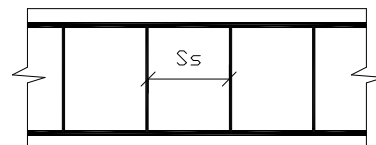


3. vzdálenost svislých třmínků

$$s_s \leq 0,75 \cdot h_e = 0,75 \cdot 373,68 = \underline{\underline{280,26}} \text{ mm}$$

$$s_s \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_s = \underline{\underline{220}} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

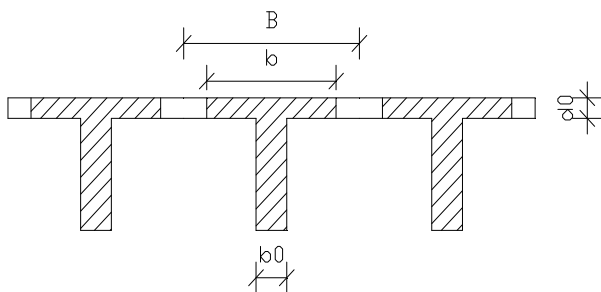
4. průměr třmínku d_{ss}

$$d_{ss} \geq \kappa \cdot d_{st} \cdot \sqrt{\frac{s_s}{s_{s, \lim}}} = 0,33 \cdot 22 \cdot \sqrt{\frac{120}{280,26}} = \underline{\underline{4,75}} \text{ mm}$$

$$d_{ss} = 5 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení podle dovolených namáhání ČSN 1090-1932**Výpočet zatížení dle ČSN 73 1310**

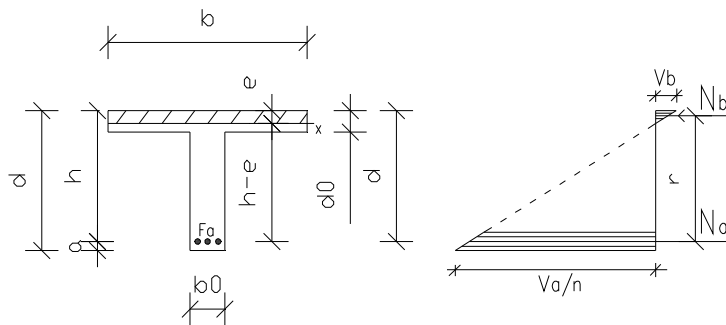
Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	zatížení na šířku 1m g [kN/m ²]	zatížení na šířku žebra 0,6m g [kN/m ²]
PVC	0,002	13	0,026	0,02
parkety	0,022	8,5	0,187	0,11
prkna	0,03	6,5	0,195	0,12
násyp (stavební rum)	0,12	14	1,68	1,01
ŽB deska	0,065	24	1,56	0,94
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,105 x 0,355m	0,355	24	0,895	0,89
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	0,36
Zatížení stálé celkem			5,14	3,44
Zatížení užité (provozní)			2,0	1,20
Zatížení celkem			7,1	4,64

Stanovení spolupůsobící šířky desky dle ČSN 1090-1932šířka žebra $b_0 = 105 \text{ mm}$ šířka $B = 600 \text{ mm}$ výška desky $d_0 = 65 \text{ mm}$ vzdálenost $L = 7485 \text{ mm}$ spolupůsobící šířka b je rovna nejmenší z těchto hodnot :

$$b \leq B = \underline{600} \text{ mm}$$

$$b \leq \frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{3} \cdot 7485 = 2495 \text{ mm}$$

$$b \leq 16 \cdot d_0 + b_0 = 16 \cdot 65 + 105 = 1145 \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb**Stanovení ohybového momentu**

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M = 1/8 \cdot q \cdot L^2$ [kNm]
4,64	7,485	32,49

Stanovení náhradní průřezové plochy vložek:

$$F_a = C \cdot F_v$$

C ... převodní součinitel stanovující jakost oceli

F_v ... průřezová plocha vložek

$$F_a = 1,15 \cdot (0,5 + 2,01 + 3,8) = \underline{\underline{7,26}} \text{ cm}^2$$

Stanovení polohy neutrálné osy e:

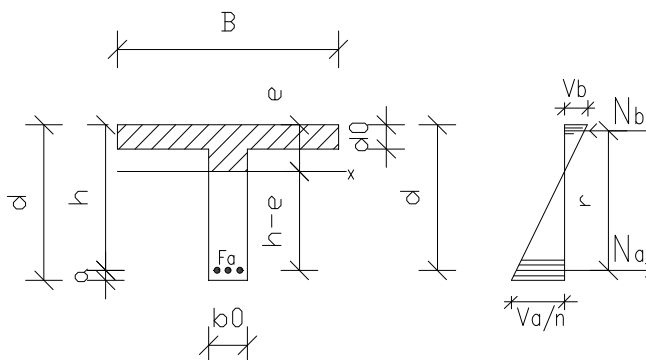
předpoklad => neutrální osa prochází deskou $e \leq d_0$

$$\frac{1}{2} \cdot B \cdot e^2 = n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

n ... pracovní součinitel výztuže $n = 15$

$$e = \frac{n \cdot F_a}{B} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot B \cdot h}{n \cdot F_a} \right)} \right\} = \frac{15 \cdot 7,26}{60} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot 60 \cdot 37,368}{15 \cdot 7,26} \right)} \right\} = \underline{\underline{9,97}} \text{ cm}$$

$d_0 = 6,5 \text{ cm} \Rightarrow$ **neutrální osa prochází žebrem**



$$\frac{1}{2} \cdot [B \cdot e^2 - (B - b_0) \cdot (e - d_0)^2] = n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

$$\frac{1}{2} \cdot [60 \cdot e^2 - (60 - 10,5) \cdot (e - 6,5)^2] = 15 \cdot 7,26 \cdot (37,368 - e)$$

$$e = \underline{\underline{10,52}} \text{ cm}$$

Výpočet momentu setrvačnosti průřezu:

$$J = \frac{1}{3} \cdot [B \cdot e^3 - (B - b_0) \cdot (e - d_0)^3] + n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot [60 \cdot 10,52^3 - (60 - 10,5) \cdot (10,52 - 6,5)^3] + 15 \cdot 7,26 \cdot (37,368 - 10,52) = \underline{\underline{100672,1}} \text{ cm}^4$$

Posouzení dovolených napětí:

1. napětí v betonu $v_b \leq 48 \text{ kg/cm}^2$

$$v_b = M \cdot \frac{e}{J} = 324900 \cdot \frac{10,52}{100672,1} = \underline{\underline{33,96}} \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

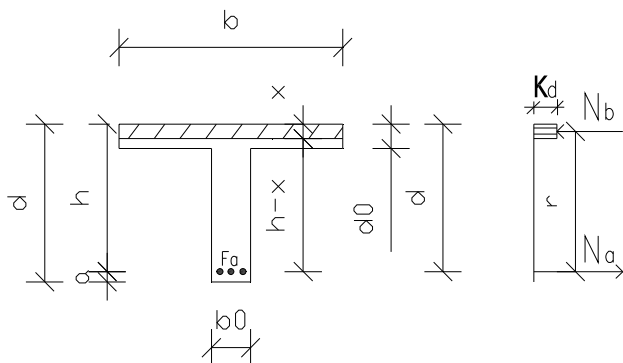
2. napětí ve výztuži $v_a \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$v_a = n \cdot M \cdot \frac{(h - e)}{J} = 15 \cdot 324900 \cdot \frac{(37,368 - 10,52)}{100672,1} = \underline{\underline{1300}} \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

$$r = \frac{h - \frac{d_0}{2} + [(B - b_0) \cdot d_0^3 - b_0 \cdot e^2 \cdot (2 \cdot e - 3 \cdot d_0)]}{6 \cdot [B \cdot d_0 \cdot (2 \cdot e - d_0) + b_0 \cdot (e - d_0)^2]}$$

$$r = \frac{37,368 - \frac{6,5}{2} + [(60 - 10,5) \cdot 6,5^3 - 10,5 \cdot 10,52^2 \cdot (2 \cdot 10,52 - 3 \cdot 6,5)]}{6 \cdot [60 \cdot 6,5 \cdot (2 \cdot 10,52 - 6,5) + 10,5 \cdot (10,52 - 6,5)^2]} = \underline{\underline{34,45}} \text{ cm}$$

Posouzení podle stupně bezpečnosti ČSN 1090-1948**Posouzení na prostý ohyb****Stanovení ohybového momentu**

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M = 1/8 \cdot q \cdot L^2$ [kNm]
4,64	7,485	32,49

Stanovení síly ve výztuži N_a :

$$N_a = F_a \cdot \sigma_t$$

F_a ... náhradní průřezová plocha vložek

σ_t ... napětí ve výztuži $\sigma_t = 2300 \text{ kg/cm}^2$

$$F_a = C \cdot F_v$$

C ... převodní součinitel stanovující jakost oceli $C = 1,15$

F_v ... průřezová plocha vložek $F_v = 6,31 \text{ cm}^2$

$$F_a = 1,15 \cdot 6,31 = \underline{\underline{7,26}} \text{ cm}^2$$

$$N_a = 7,26 \cdot 2300 = \underline{\underline{16,698}} \text{ t}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

předpoklad \Rightarrow neutrálná osa prochází deskou $x \leq d_0$

$$r = h - 0,5 \cdot \frac{N_a}{(b \cdot \kappa_d)} = 37,368 - 0,5 \cdot \frac{16698}{60 \cdot 120} = \underline{\underline{36,21}} \text{ cm}$$

κ_d ... mezní napětí betonu v tlaku za ohybu (pro beton značky 135 je $\kappa_d = 120 \text{ kg/cm}^2$)

$$x = 2 \cdot (h - r) = 2 \cdot (37,368 - 36,21) = \underline{\underline{2,32}} \text{ cm} \leq \underline{\underline{6,5}} \text{ cm} \Rightarrow \text{n.o. prochází deskou}$$

Posouzení stupně bezpečnosti:

$$s \geq s_0$$

$$s_0 = 1,65$$

$$s = N_a \cdot \frac{r}{M} = 16698 \cdot \frac{36,21}{324900} = \underline{\underline{1,86}} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

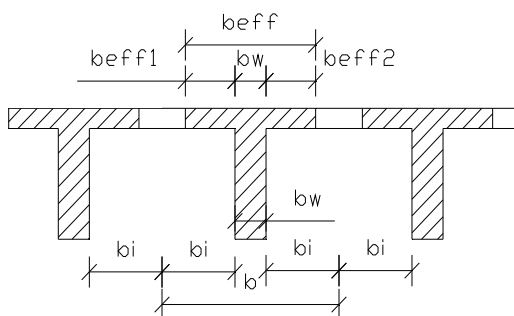
Příloha H2 – Statický výpočet žebra „T2”

Posouzení podle ČSN EN 1992-1-1

Výpočet zatížení dle ČSN EN 1991-1

Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	charakteristické zatížení g_k [kN/m ²]	součinitel γ_g	výpočtové zatížení g_d [kN/m ²]	výpočtové zatížení na šířku žebra 0,6m g_d [kN/m ²]
PVC	0,002	12	0,024	1,35	0,03	0,02
parkety	0,022	7	0,154	1,35	0,21	0,12
prkna	0,03	5	0,15	1,35	0,20	0,12
násyp (stavební rum)	0,11	14	1,54	1,35	2,08	1,25
ŽB deska	0,078	25	1,95	1,35	2,63	1,58
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,110 x 0,352m	0,352	25	0,968	1,35	1,31	1,31
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	1,35	0,81	0,49
Zatížení stálé celkem			5,39		7,27	4,89
Zatížení užité (nahodilé)			3,0	1,5	4,50	2,70
Zatížení celkem			8,4		11,77	7,59

Stanovení spolupůsobící šířky desky

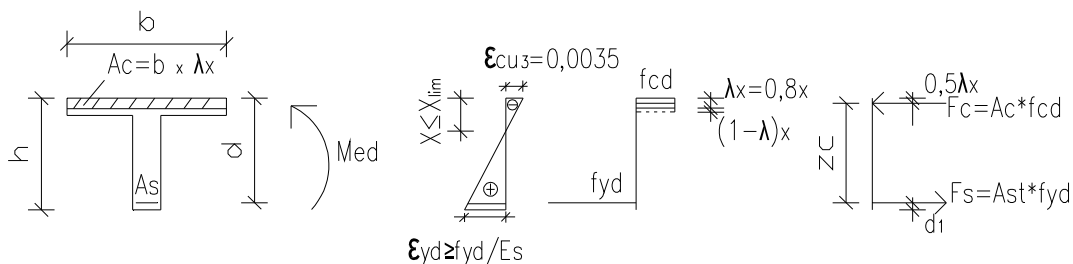
šířka žebra $b_w = 110$ mmšířka $b = 600$ mmšířka $b_i = 245$ mmvzdálenost $l_0 = 7485$ mm

$$beff_{1,2} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 245 + 0,1 \cdot 7485 = 798 \text{ mm}$$

$$beff_{1,2} \leq b_i \Rightarrow beff_{1,2} = 245 \text{ mm}$$

$$\sum beff_i + b_w \leq b \Rightarrow beff = \underline{\underline{600}} \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb



Stanovení ohybového momentu

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M_{ed} = 1/8 * q_d * L^2$ [kNm]
7,59	7,485	53,15

Rozměry průřezu

šířka b [mm]	výška h [mm]	účinná výška d [mm]	těžiště výztuže d_1 [mm]
600	430	388	42

Údaje o materiálu

Beton			Výztuž		
pev. třída	char. pevnost f_{ck} [Mpa]	výp. pevnost $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	druh	výp. pevnost f_{yd} [Mpa]	plocha výztuže A_{st} [mm ²]
C8/10	8	5,33	—	180	1140

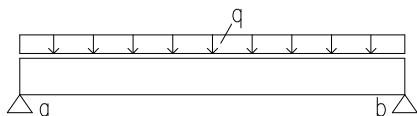
Posouzení

1. Silová podmínka $F_c = F_s$		
$F_s = A_{st} * f_{yd}$	205,2	kN
$F_c = A_c * f_{cd}$	205,2	kN
$A_c = F_s / f_{cd}$	38475,00	mm ²
$A_c = b * 0,8x$		
$x = A_c / (b * 0,8)$	76,16	mm
2. Momentová podmínka $M_{rd} \geq M_{ed}$		
$M_{rd} = F_s * z_c$	73,37	kNm
$z_c = h - d_1 - 0,5 * 0,8x$	357,54	mm

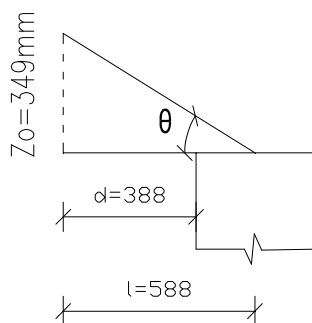
=> neutrálná osa prochází deskou

 $M_{rd} = 73,37$ kNm $M_{ed} = 53,15$ kNm

VYHOVÍ

Posouzení na posouvající síluStanovení reakce V_a , V_b :

$$V_a = V_b = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 7,59 \cdot 7,485 = \underline{\underline{28,41 \text{ kN}}}$$

Sklon tlačené diagonály θ 

$$z_0 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 388 = 349,20 \text{ mm}$$

$$l = d + 200 = 388 + 200 = 588 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = \frac{l}{z_0} = \frac{588}{349,20} = \underline{\underline{1,68}}$$

Kontrola únosnosti tlačných vzpěr:

$$V_{ed,max} \leq V_{rd,max}$$

$$V_{ed,max} = 28,41 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = \frac{b_w \cdot z_0 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cotg \theta}{(1 + \cotg^2 \theta)} = \frac{110 \cdot 349,20 \cdot 0,581 \cdot 5,33 \cdot 1,57}{(1 + 1,57^2)} = \underline{\underline{52,28 \text{ kN}}} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{8}{250}\right) = 0,581$$

Únosnost betonu ve smyku:

$$V_{ed} \leq V_{rd,c}$$

$$V_{ed,max} = 28,41 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$K = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{388}\right)^{1/2} = 1,72$$

$$\rho_t = \left(\frac{A_{st}}{b_w \cdot d}\right) = \left(\frac{1140}{110 \cdot 388}\right) = 0,027$$

$$V_{rd,c} = 0,12 \cdot 1,72 \cdot (100 \cdot 0,027 \cdot 8)^{1/3} \cdot 110 \cdot 388 = \underline{\underline{24,53 \text{ kN}}} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ} \Rightarrow \text{nutná}$$

smyková výztuž

$$V_{rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,223 \cdot 110 \cdot 388 = 9,52 \text{ kN}$$

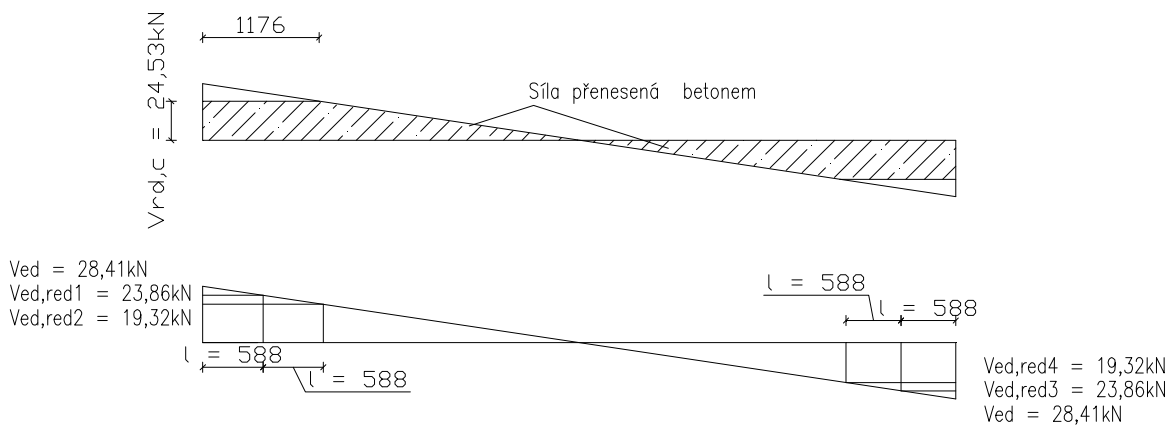
$$v_{min} = 0,035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,72^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,226 \cdot 1,73^{3/2} \cdot 8^{1/2} = 0,223$$

Posouzení smykové výztuže:

$$V_{ed,red} \leq V_{rd,s}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \emptyset 5 = 39,27 \text{ mm}^2$$

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z_0 \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}{s}$$



$s =$	195	[mm]	VYHOVÍ
$V_{rd,s} =$	24,08	[kN]	
$V_{ed,red1} =$	23,86	[kN]	
$s =$	200	[mm]	VYHOVÍ
$V_{rd,s} =$	23,48	[kN]	
$V_{ed,red2} =$	19,32	[kN]	
$s =$	170	[mm]	VYHOVÍ
$V_{rd,s} =$	27,62	[kN]	
$V_{ed,red3} =$	23,86	[kN]	
$s =$	200	[mm]	VYHOVÍ
$V_{rd,s} =$	23,48	[kN]	
$V_{ed,red4} =$	19,32	[kN]	

Kontrola konstrukčních zásadHlavní podélná výztuž:

1. maximální a minimální plocha hlavní podélné výztuže

$$A_{st} \leq A_{s,max}$$

$$A_{st} \geq A_{s,min}$$

$$A_{st} = 1140 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_w \cdot h = 0,04 \cdot 110 \cdot 430 = \underline{1892} \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,min} = 0,013 \cdot b \cdot d = 0,013 \cdot 110 \cdot 388 = \underline{554,84} \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

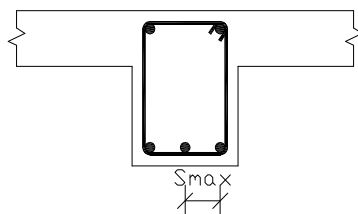
$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{1,2}{180} \right) \cdot 110 \cdot 388 = 73,98 \text{ mm}^2$$

2. maximální osová vzdálenost výztuže

$$s \leq s_{max}$$

$$s_{max} = 200 \text{ mm}$$

$$s = \underline{52} \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

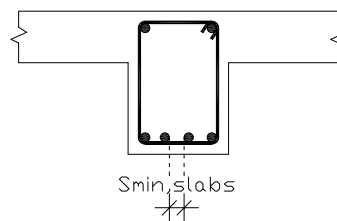


3. minimální světlá vzdálenost mezi pruty

$$s_{min,slabs} \geq \varnothing_{s,max}; d_g + 5\text{mm}; 20 \text{ mm}$$

$$s_{min,slabs} = \underline{30} \text{ mm}$$

velikost zrn kameniva d_g výrazně převyšuje vzdálenost mezi pruty výztuže \Rightarrow **NEVYHOVÍ**

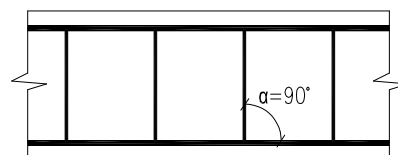
Příčná výztuž:

1. maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_l \leq s_{l,max}$$

$$s_l = 265 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 388 \cdot (1 + 0) = \underline{291} \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

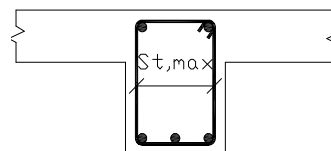


2. maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$s_t = 85 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 388 = \underline{291} \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$



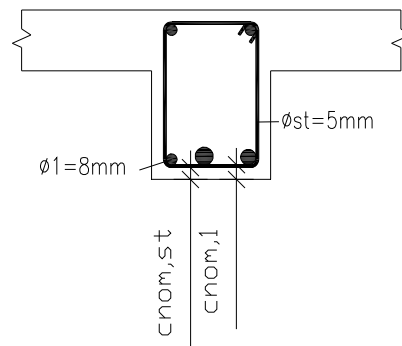
Krytí výztuže**Třmínky:**stupeň vlivu prostředí X0, $\varnothing_{st} = 5\text{mm}$

$$c_{min,st} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10)$$

$$c_{min,st} = 10\text{ mm}$$

$$c_{nom,st} \geq c_{min,st} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20\text{ mm}$$

$$c_{nom,st} = \underline{5}\text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

**Hlavní výztuž:**

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10)$$

$$c_{min} = 10\text{ mm}$$

$$c_{nom,1} \geq c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20\text{ mm}$$

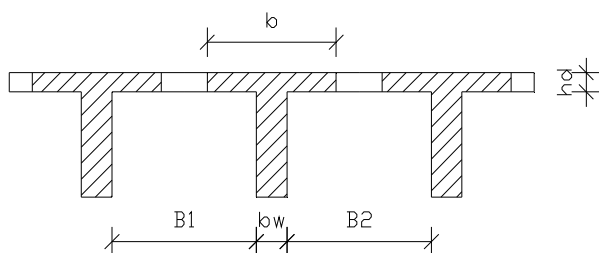
$$c_{nom,1} \geq c_{nom,st} + \varnothing_{st} = 20 + 5 = 25\text{ mm}$$

$$c_{nom,1} = \underline{10}\text{ mm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Posouzení podle ČSN 73 1201**Výpočet zatížení dle ČSN 73 0035**

Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	normové zatížení g_n [kN/m ²]	součinitel γ_f	výpočtové zatížení na šířku 1m g_d [kN/m ²]	výpočtové zatížení na šířku žebra 0,6m g_d [kN/m ²]
PVC	0,002	12	0,024	1,1	0,03	0,02
parkety	0,022	7	0,154	1,1	0,17	0,10
prkna	0,03	5	0,15	1,1	0,17	0,10
násyp (stavební rum)	0,11	14	1,54	1,3	2,00	1,20
ŽB deska	0,078	25	1,95	1,3	2,54	1,52
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,110 x 0,352m	0,352	25	0,968	1,3	1,26	1,26
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	1,3	0,78	0,47
Zatížení stálé celkem			5,39		6,94	4,67
Zatížení užité (nahodilé)			2,0	1,3	2,60	1,56
Zatížení celkem			7,4		9,54	6,23

Stanovení spolupůsobící šířky desky


šířka žebra $b_w = 110 \text{ mm}$

šířka B1 = 495 mm

šířka B2 = 495 mm

výška desky $h_d = 78 \text{ mm}$

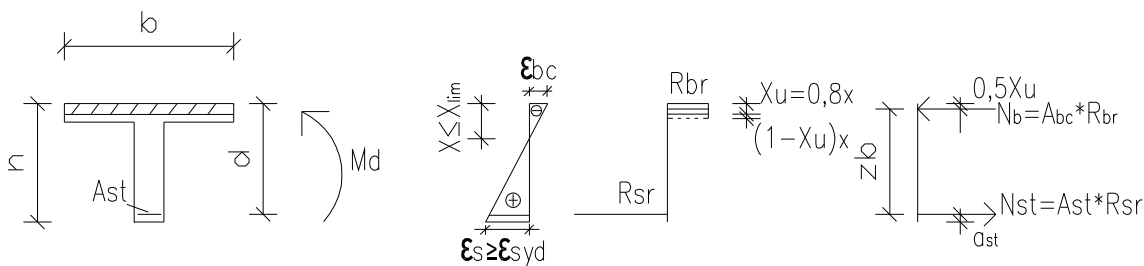
vzdálenost $L = 7485 \text{ mm}$

$$b_{\text{eff}} \leq 2 \cdot 6 \cdot h_d + b_w = 2 \cdot 6 \cdot 78 + 110 = 1046 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq 0,5 \cdot (B1 + B2) + b_w = 0,5 \cdot (495 + 495) + 105 = \underline{600} \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq 2 \cdot 0,17 \cdot L + b_w = 2 \cdot 0,17 \cdot 7485 + 110 = 2655 \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb



Stanovení ohybového momentu

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M_d = 1/8 \cdot q_d \cdot L^2$ [kNm]
6,23	7,485	43,63

Rozměry průřezu

šířka b [mm]	výška h [mm]	účinná výška h_e [mm]	těžiště výztuže a_{st} [mm]
600	430	388	42

Údaje o materiálu

Beton			Výztuž		
třída	norm. pevnost R_{bn} [Mpa]	výp. pevnost R_{br} [Mpa]	druh	výp. pevnost R_{sr} [Mpa]	plocha výztuže A_{st} [mm ²]
B10	7,5	6,00	—	180	1140

Posouzení

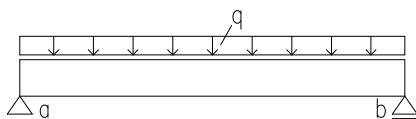
1. Silová podmínka $N_b = N_{st}$		
$N_{st} = A_{st} \cdot R_{sr}$	205,2	kN
$N_b = A_{bc} \cdot R_{br}$	205,2	kN
$A_{bc} = N_{st} / R_{bd}$	34200,00	mm ²
$A_{bc} = b \cdot X_u$		
$x = A_{bc} / (b \cdot 0,8)$	71,25	mm
2. Momentová podmínka $M_{rd} \geq M_{ed}$		
$M_u = \gamma_u \cdot A_{st} \cdot R_{sr} \cdot z_b$	70,70	kNm
$z_b = h - a_{st} - 0,5 \cdot X_u$	359,50	mm
$\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50)$	0,958	

=> **neutrálná osa prochází deskou**

$$M_u = \quad \quad \quad \mathbf{70,70} \quad \text{kNm}$$

VYHOVÍ

$$M_d = \quad \quad \quad \mathbf{43,63} \quad \text{kNm}$$

Posouzení na posouvající síluStanovení reakce Q_a, Q_b :

$$Q_a = Q_b = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 6,23 \cdot 7,485 = \underline{\underline{23,32 \text{ kN}}}$$

Mezní posouvající síla, na který lze prvek dimenzovat:

$$Q_{u,max} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot R_{br} = \frac{1}{3} \cdot 110 \cdot 430 \cdot 7,5 = \underline{\underline{118,25 \text{ kN}}}$$

Výpočtová velikost posouvající síly přenesené betonem:

$$Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot R_{btr} = \frac{1}{3} \cdot 110 \cdot 430 \cdot 1 \cdot 0,66 = \underline{\underline{10,41 \text{ kN}}}$$

Podmínky:

- 1) $\max |Q_d| \leq Q_{bu} \Rightarrow$ smykovou výztuž není nutno navrhovat
 - 2) $Q_{bu} < \max |Q_d| \leq 2,5 \cdot Q_{bu} \Rightarrow$ smyková výztuž dle konstrukčních podmínek
 - 3) $2,5 \cdot Q_{bu} < \max |Q_d| \leq Q_{u,max} \Rightarrow$ smyková výztuž dle výpočtu
 - 4) $\max |Q_d| > Q_{u,max} \Rightarrow$ nutno zvětšit rozměry prvku nebo beton vyšší pevnosti
- splněna podmínka 2 => **třmínky dle konstrukčních zásad**

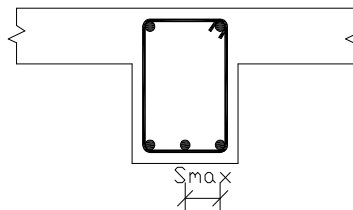
Kontrola konstrukčních zásadHlavní podélná výztuž:

1. maximální osová vzdálenost výztuže

$$s \leq s_{\max}$$

$$s_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$s = \underline{52} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

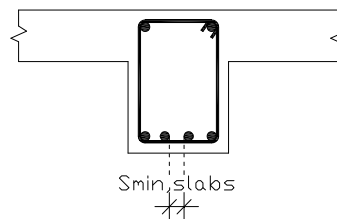


2. minimální světlá vzdálenost mezi pruty

$$s_{\min, \text{slabs}} \geq \varnothing_s; 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min, \text{slabs}} \geq 22 \text{ mm}$$

$$s_{\min, \text{slabs}} = \underline{30} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná výztuž:

1. maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_l \leq s_{l, \max}$$

$$s_l = 230 \text{ mm}$$

$$s_{l, \max} = \max(0,75 \cdot h_e; 400 \text{ mm}) = \max(0,75 \cdot 373,68; 400 \text{ mm}) = \max(280,26; 400)$$

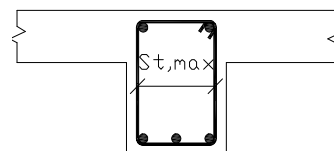
$$s_{l, \max} = \underline{400} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

2. maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$s_t \leq s_{t, \max}$$

$$s_t = 85 \text{ mm}$$

$$s_{t, \max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 373,68 = \underline{280,26} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

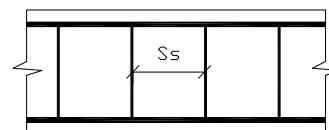


3. vzdálenost svislých třmínků

$$s_s \leq 0,75 \cdot h_e = 0,75 \cdot 373,68 = \underline{280,26} \text{ mm}$$

$$s_s \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_s = \underline{230} \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

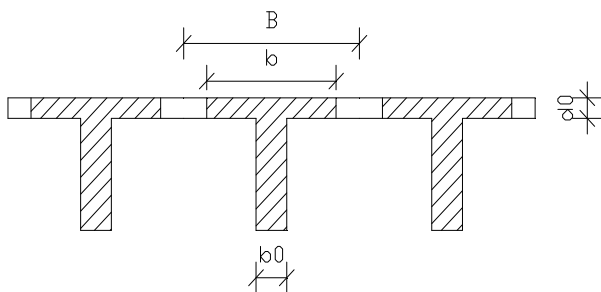
4. průměr třmínku d_{ss}

$$d_{ss} \geq \kappa \cdot d_{st} \cdot \sqrt{\frac{s_s}{s_{s, \lim}}} = 0,33 \cdot 22 \cdot \sqrt{\frac{130}{280,26}} = \underline{4,94} \text{ mm}$$

$$d_{ss} = 5 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení podle dovolených namáhání ČSN 1090-1932**Výpočet zatížení dle ČSN 73 1310**

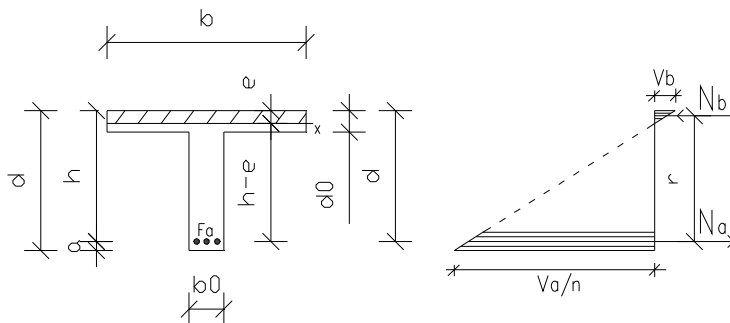
Konstrukční vrstva	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	zatížení na šířku 1m g [kN/m ²]	zatížení na šířku žebra 0,6m g [kN/m ²]
PVC	0,002	13	0,026	0,02
parkety	0,022	8,5	0,187	0,11
prkna	0,03	6,5	0,195	0,12
násyp (stavební rum)	0,11	14	1,54	0,92
ŽB deska	0,078	24	1,872	1,12
ŽB žebro (bez výšky desky) 0,105 x 0,352m	0,352	24	0,887	0,89
podhled (rákosový škvárobeton, štuková omítka)	0,04	15	0,6	0,36
Zatížení stálé celkem			5,31	3,54
Zatížení užité (provozní)			2,0	1,20
Zatížení celkem			7,3	4,74

Stanovení spolupůsobící šířky desky dle ČSN 1090-1932šířka žebra $b_0 = 110$ mmšířka $B = 600$ mmvýška desky $d_0 = 78$ mmvzdálenost $L = 7485$ mmspolupůsobící šířka b je rovna nejmenší z těchto hodnot :

$$b \leq B = \underline{600} \text{ mm}$$

$$b \leq \frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{3} \cdot 7485 = 2495 \text{ mm}$$

$$b \leq 16 \cdot d_0 + b_0 = 16 \cdot 78 + 110 = 1358 \text{ mm}$$

Posouzení na prostý ohyb**Stanovení ohybového momentu**

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M = 1/8 \cdot q \cdot L^2$ [kNm]
4,74	7,485	33,19

Stanovení náhradní průřezové plochy vložek:

$$F_a = C \cdot F_v$$

C ... převodní součinitel stanovující jakost oceli

F_v ... průřezová plocha vložek

$$F_a = 1,15 \cdot (3,8 + 3,8 + 3,8) = \underline{\underline{13,11}} \text{ cm}^2$$

Stanovení polohy neutrálné osy e :

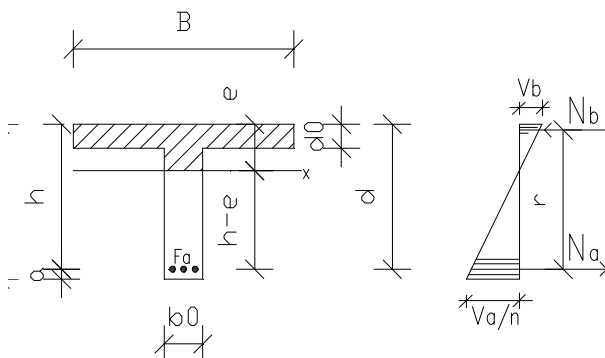
předpoklad \Rightarrow neutrálná osa prochází deskou $e \leq d_0$

$$\frac{1}{2} \cdot B \cdot e^2 = n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

n ... pracovní součinitel výztuže $n = 15$

$$e = \frac{n \cdot F_a}{B} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot B \cdot h}{n \cdot F_a} \right)} \right\} = \frac{15 \cdot 13,11}{60} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot 60 \cdot 38,8}{15 \cdot 13,11} \right)} \right\} = \underline{\underline{12,71}} \text{ cm}$$

$d_0 = 7,8 \text{ cm} \Rightarrow$ **neutrálná osa prochází žebrem**



$$\frac{1}{2} \cdot [B \cdot e^2 - (B - b_0) \cdot (e - d_0)^2] = n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

$$\frac{1}{2} \cdot [60 \cdot e^2 - (60 - 11) \cdot (e - 7,8)^2] = 15 \cdot 13,11 \cdot (38,8 - e)$$

$$e = \underline{\underline{14,16}} \text{ cm}$$

Výpočet momentu setrvačnosti průřezu:

$$J = \frac{1}{3} \cdot [B \cdot e^3 - (B - b_0) \cdot (e - d_0)^3] + n \cdot F_a \cdot (h - e)$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot [60 \cdot 14,16^3 - (60 - 11) \cdot (14,16 - 7,8)^3] + 15 \cdot 13,11 \cdot (38,8 - 15,77) = \underline{\underline{155285,1}} \text{ cm}^4$$

Posouzení dovolených napětí:

1. napětí v betonu $v_b \leq 48 \text{ kg/cm}^2$

$$v_b = M \cdot \frac{e}{J} = 331900 \cdot \frac{14,16}{155285,1} = \underline{\underline{29,27}} \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

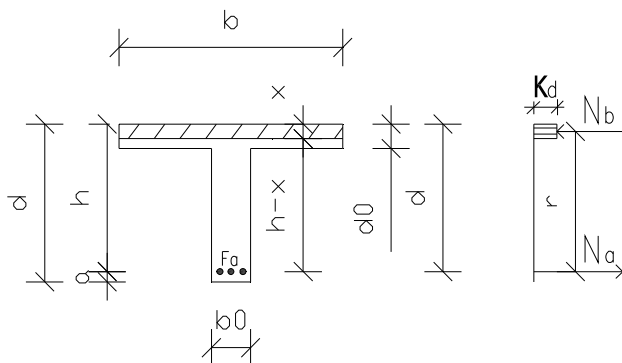
2. napětí ve výztuži $v_a \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$v_a = n \cdot M \cdot \frac{(h - e)}{J} = 15 \cdot 331900 \cdot \frac{(38,8 - 14,16)}{155285,1} = \underline{\underline{744}} \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

$$r = \frac{h - \frac{d_0}{2} + [(B - b_0) \cdot d_0^3 - b_0 \cdot e^2 \cdot (2 \cdot e - 3 \cdot d_0)]}{6 \cdot [B \cdot d_0 \cdot (2 \cdot e - d_0) + b_0 \cdot (e - d_0)^2]}$$

$$r = \frac{38,8 - \frac{7,8}{2} + [(60 - 11) \cdot 7,8^3 - 11 \cdot 14,16^2 \cdot (2 \cdot 14,16 - 3 \cdot 7,8)]}{6 \cdot [60 \cdot 7,8 \cdot (2 \cdot 14,16 - 7,8) + 11 \cdot (14,16 - 7,8)^2]} = \underline{\underline{34,03}} \text{ cm}$$

Posouzení podle stupně bezpečnosti ČSN 1090-1948**Posouzení na prostý ohyb****Stanovení ohybového momentu**

zatížení q_d [kN/m]	rozpětí L [m]	ohybový moment $M = 1/8 \cdot q \cdot L^2$ [kNm]
4,74	7,485	33,19

Stanovení síly ve výztuži N_a :

$$N_a = F_a \cdot \sigma_t$$

F_a ... náhradní průřezová plocha vložek

σ_t ... napětí ve výztuži $\sigma_t = 2300 \text{ kg/cm}^2$

$$F_a = C \cdot F_v$$

C ... převodní součinitel stanovující jakost oceli $C = 1,15$

F_v ... průřezová plocha vložek $F_v = 11,4 \text{ cm}^2$

$$F_a = 1,15 \cdot 11,4 = \underline{\underline{13,11}} \text{ cm}^2$$

$$N_a = 13,11 \cdot 2300 = \underline{\underline{30,153}} \text{ t}$$

Výpočet ramene vnitřních sil:

předpoklad \Rightarrow neutrální osa prochází deskou $x \leq d_0$

$$r = h - 0,5 \cdot \frac{N_a}{(b \cdot \kappa_d)} = 38,8 - 0,5 \cdot \frac{30153}{60 \cdot 120} = \underline{\underline{35,27}} \text{ cm}$$

κ_d ... mezní napětí betonu v tlaku za ohybu (pro beton značky 135 je $\kappa_d = 120 \text{ kg/cm}^2$)

$$x = 2 \cdot (h - r) = 2 \cdot (38,8 - 35,27) = \underline{\underline{4,19}} \text{ cm} \leq \underline{\underline{78}} \text{ cm} \Rightarrow \text{n.o. prochází deskou}$$

Posouzení stupně bezpečnosti:

$$s \geq s_0$$

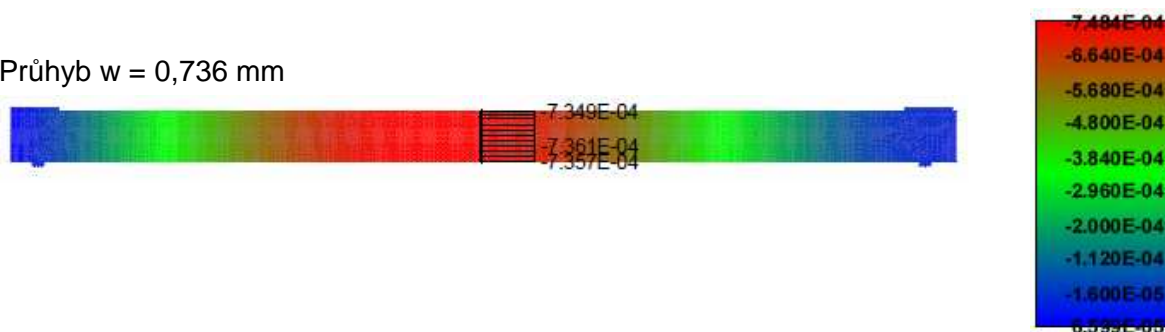
$$s_0 = 1,65$$

$$s = N_a \cdot \frac{r}{M} = 30153 \cdot \frac{35,27}{331900} = \underline{\underline{3,20}} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

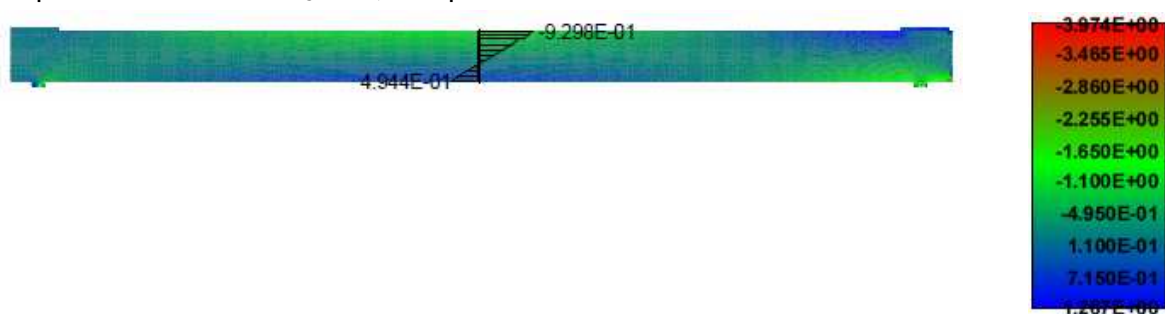
Příloha I – Numerická analýza v programu ATENA

Zatěžovací stav - Vlastní tíha

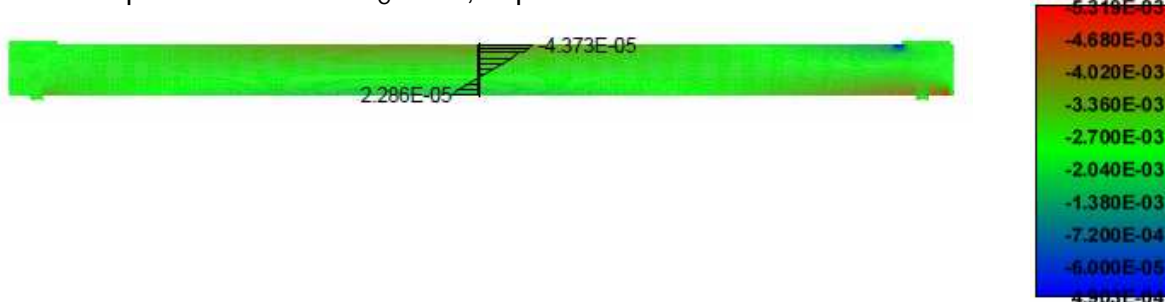
Průhyb $w = 0,736$ mm



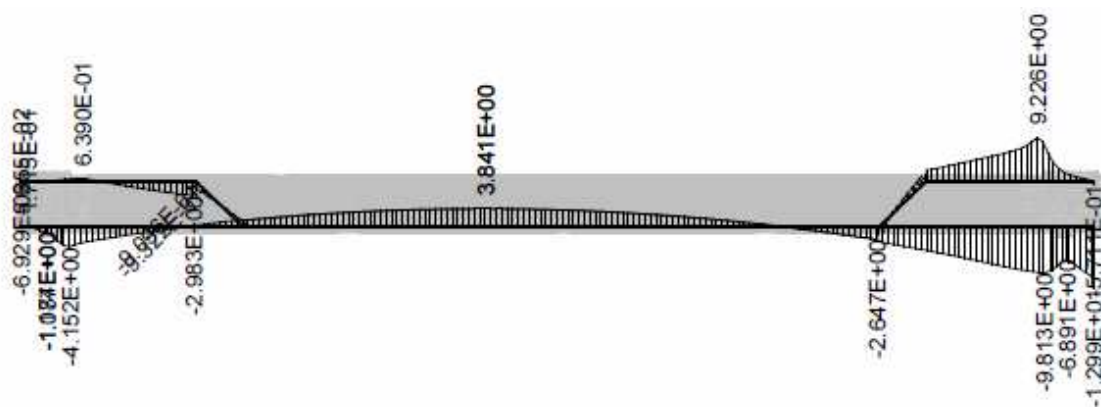
Napětí betonu v tlaku $\sigma_c = -0,93$ Mpa



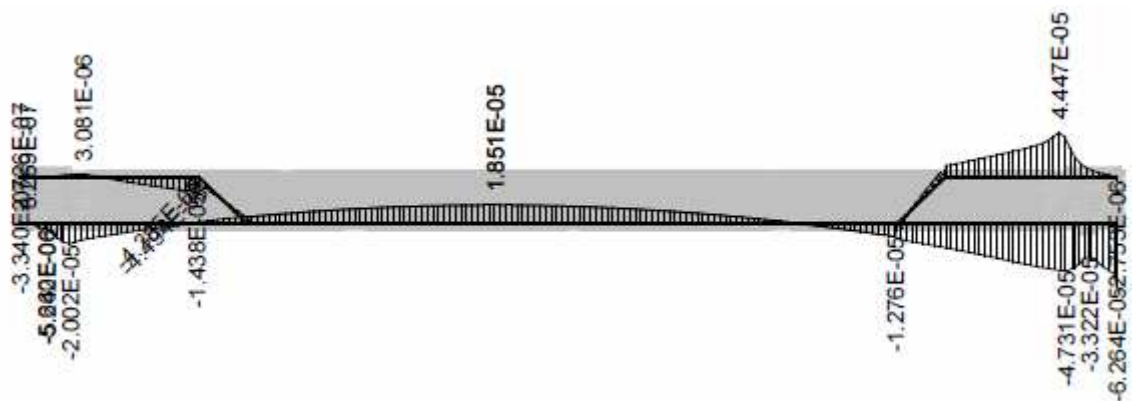
Poměrné přetvoření betonu $\epsilon_c = -43,73$ $\mu\text{m}/\text{m}$



Napětí ve výztuži $\sigma_s = 3,84$ Mpa

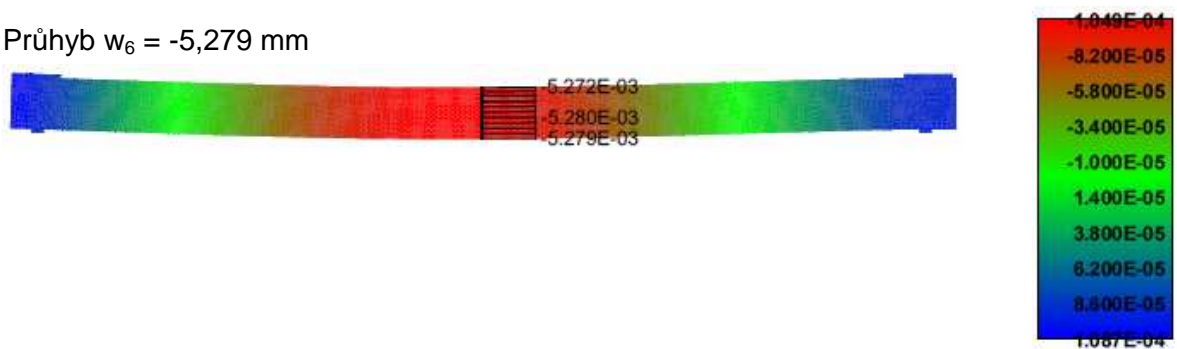


Poměrné přetvoření ve výztuži $\varepsilon_s = 18,51 \mu\text{m/m}$

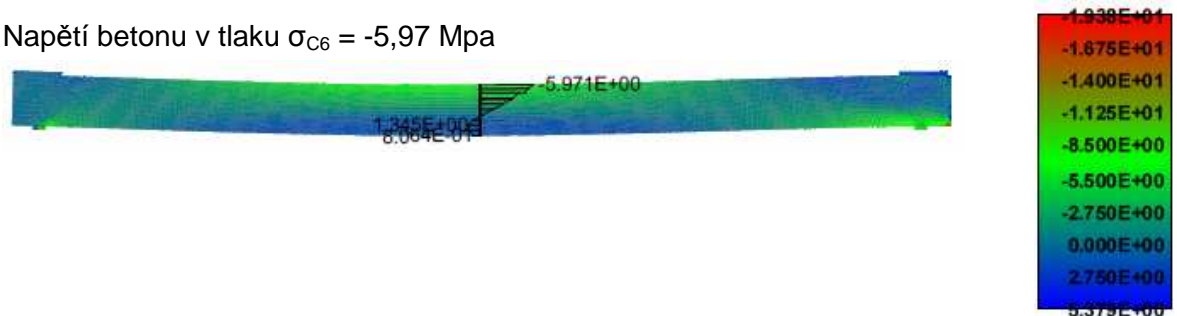


Zatěžovací stav - přitížení $G_s + V_{d3}$, $q = 4,78 \text{ kN/m}$

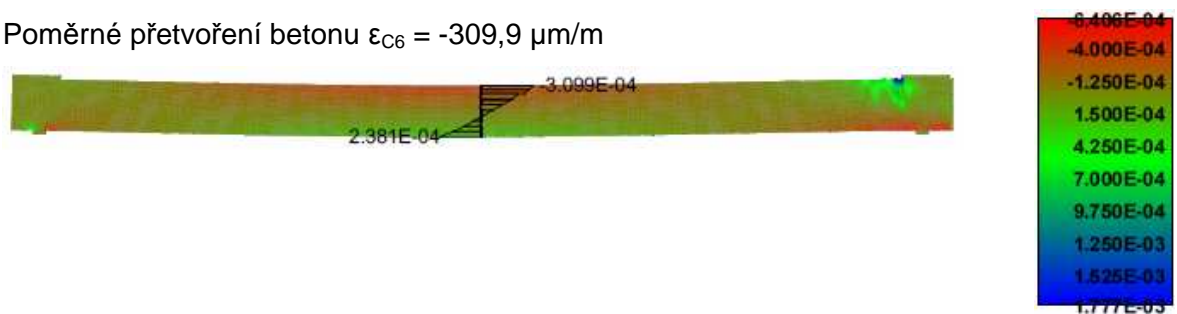
Průhyb $w_6 = -5,279 \text{ mm}$



Napětí betonu v tlaku $\sigma_{C6} = -5,97 \text{ Mpa}$



Poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_{C6} = -309,9 \mu\text{m/m}$

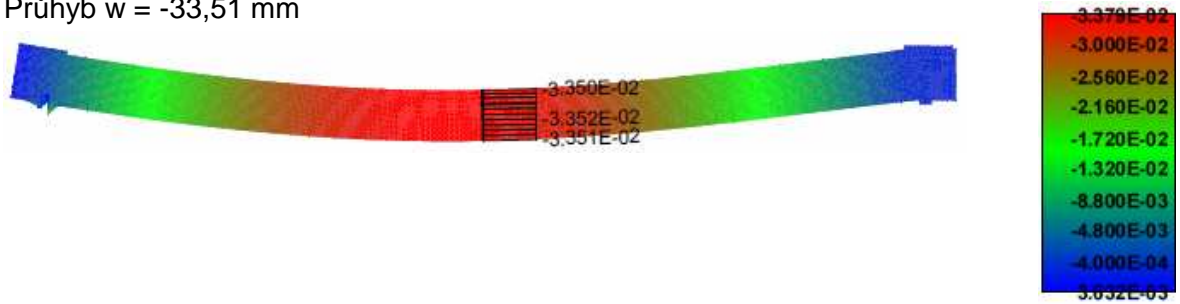


Trhliny porušeného prvku v rozmezí $< 4.767\text{E-}09; 1.619\text{E-}05 > [\text{m}]$

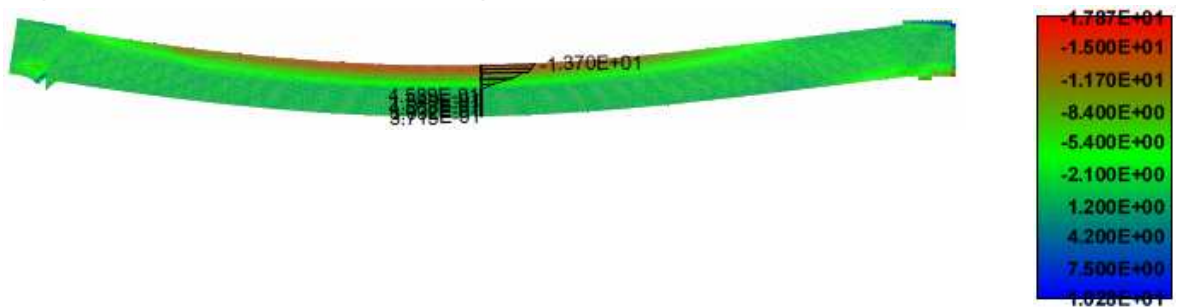


Zatěžovací stav $q = 20,28 \text{ kN/m}$ – vyčerpání pevnosti betonu v tlaku

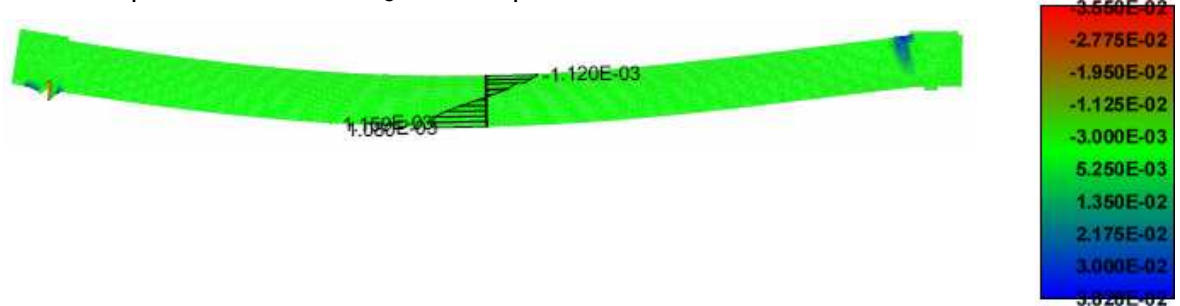
Průhyb $w = -33,51 \text{ mm}$



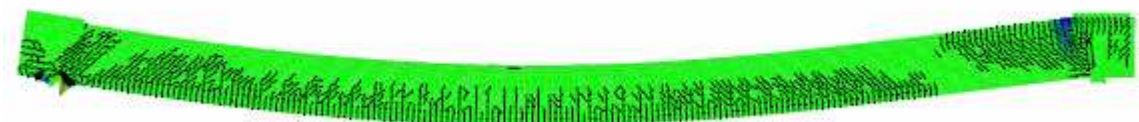
Napětí betonu v tlaku $\sigma_{C6} = -13,70 \text{ Mpa}$



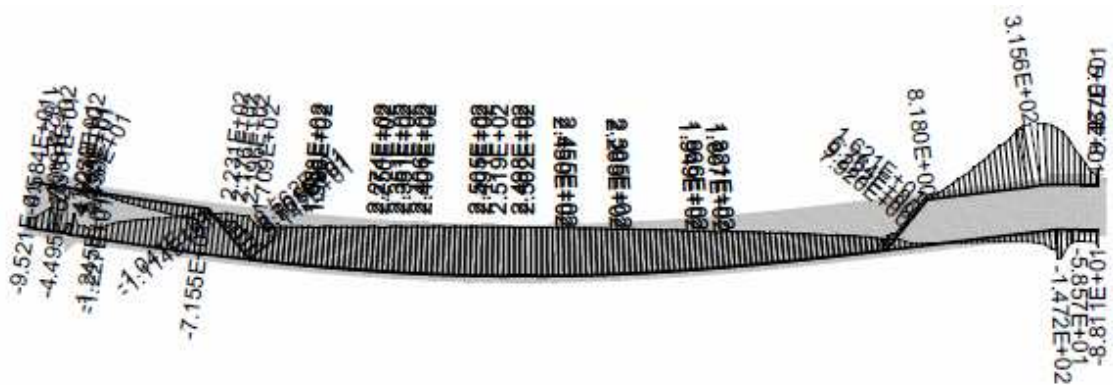
Poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_C = -1120 \text{ } \mu\text{m/m}$



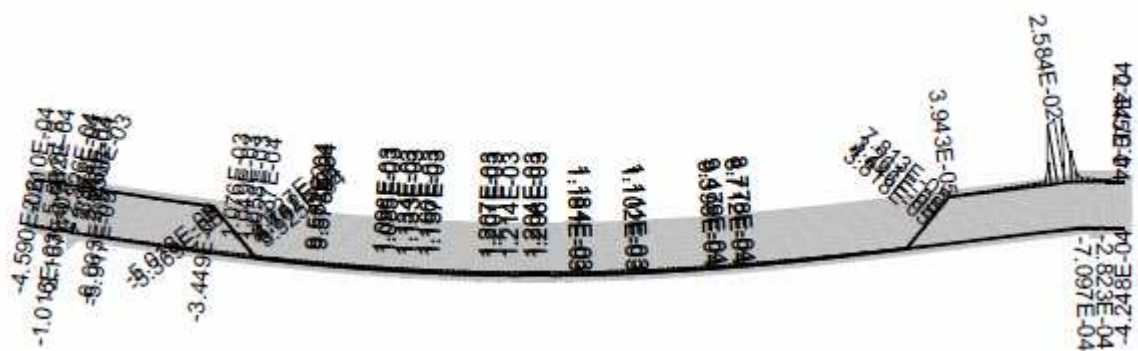
Trhliny porušeného prvku v rozmezí $\langle -1.623\text{E-}03; 7.702\text{E-}03 \rangle [\text{m}]$



Napětí ve výztuži $\sigma_s = 251 \text{ Mpa}$

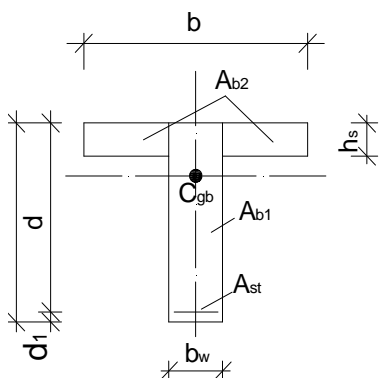


Poměrné přetvoření ve výztuži $\epsilon_s = 1214 \text{ } \mu\text{m/m}$



Příloha J – Výpočet průhybu žebra „T1”

Příloha J1 – Průhyb podle ČSN EN 1992-1-1



$$h = 0,42 \text{ m}$$

$$A_{st} = 0,0006 \text{ m}^2$$

$$d = 0,3737 \text{ m}$$

$$E_{cm} = 25 \text{ Gpa}$$

$$h_s = 0,065 \text{ m}$$

$$E_s = 210 \text{ Gpa}$$

$$d_1 = 0,0463$$

$$f_{ctm} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$b_w = 0,105 \text{ m}$$

Výpočet poměru modulu pružnosti oceli a betonu:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210}{25} = \underline{\underline{8,40}}$$

Výpočet dílčích ploch průřezu:

$$A_{b1} = b_w \cdot h = 0,105 \cdot 0,42 = \underline{\underline{0,0441}} \text{ m}$$

$$A_{b2} = (b - b_w) \cdot h_s = (0,6 - 0,105) \cdot 0,065 = \underline{\underline{0,0322}} \text{ m}$$

Výpočet plochy ideálního průřezu:

$$A_i = A_{b1} + A_{b2} + \alpha_e \cdot A_{st} = 0,0441 + 0,0322 + 8,40 \cdot 0,0006 = \underline{\underline{0,0816}} \text{ m}^2$$

Výpočet statického momentu ideálního průřezu k horním vláknům průřezu:

$$S_i = A_{b1} \cdot \frac{h}{2} + A_{b2} \cdot \frac{h_s}{2} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_i = 0,0441 \cdot \frac{0,420}{2} + 0,0322 \cdot \frac{0,065}{2} + 8,40 \cdot 0,0006 \cdot 0,3737 = \underline{\underline{0,01229}} \text{ m}^3$$

Výpočet těžiště ideálního průřezu k horním vláknům průřezu:

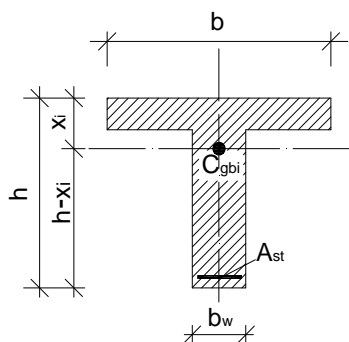
$$x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0,01229}{0,0816} = \underline{\underline{0,15064}} \text{ m}$$

Výpočet momentu setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu:

$$I_i = A_{b1} \cdot \left[\frac{h^2}{12} + \left(x_i - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + A_{b2} \cdot \left[\frac{h_s^2}{12} + \left(x_i - \frac{h_s}{2} \right)^2 \right] + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$$

$$I_i = 0,0441 \cdot \left[\frac{0,420^2}{12} + \left(0,15064 - \frac{0,420}{2} \right)^2 \right] + 0,0322 \cdot \left[\frac{0,065^2}{12} + \left(0,15064 - \frac{0,065}{2} \right)^2 \right] + 8,40 \cdot 0,0006 \cdot (0,3737 - 0,15064)^2 = \underline{\underline{0,001528 \text{ m}^4}}$$

Výpočet momentu na mezi vzniku trhlin:



$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I_i}{h - x_i} = \frac{1200 \cdot 0,001528}{0,420 - 0,15064} = \underline{\underline{6,81 \text{ kNm}}}$$

$$M_{eqp0} = \frac{1}{16} \cdot g_0 \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot 1,91 \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{6,69 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se neočekávají}$$

$$M_{eqp1} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_1) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 0,53) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{8,55 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{eqp2} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_2) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 2,58) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{15,72 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{eqp3} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_3) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 3,26) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{18,11 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{eqp4} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_4) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 4,02) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{20,77 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

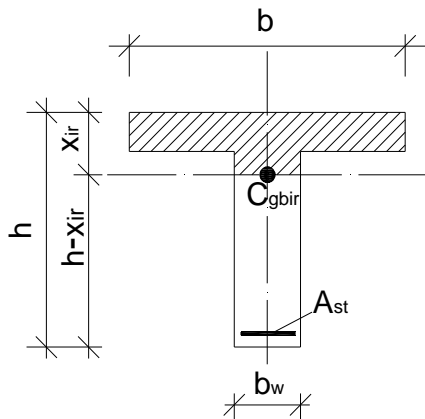
$$M_{eqp5} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_5) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 4,78) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{23,43 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

Výpočet ohybové tuhosti bez trhlin:

$$(EI)_I = E_{c,m} \cdot I_i = 25000000 \cdot 0,001528 = \underline{\underline{38198 \text{ kNm}^2}}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti průřezu s plně rozvinutými trhlinami:

$$x_{ir} = -\frac{A_{b2} + \alpha_e \cdot A_{st}}{b_w} + \sqrt{\left[\left(\frac{A_{b2} + \alpha_e \cdot A_{st}}{b_w} \right)^2 + \frac{A_{b2} \cdot h_s + 2 \cdot \alpha_e \cdot A_{st} \cdot d}{b_w} \right]} = -\frac{0,0322 + 8,40 \cdot 0,0006}{0,105} + \sqrt{\left[\left(\frac{0,0322 + 8,40 \cdot 0,0006}{0,105} \right)^2 + \frac{0,0322 \cdot 0,065 + 2 \cdot 8,40 \cdot 0,0006 \cdot 0,3737}{0,105} \right]} = \underline{\underline{0,07327 \text{ m}}}$$

Výpočet momentu setrvačnosti k těžišti ideálního průřezu:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 - \frac{1}{3} \cdot (b - b_w) \cdot (x_{ir} - h_s)^3 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_{ir})^2$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot 0,105 \cdot 0,07327^3 - \frac{1}{3} \cdot (0,6 - 0,105) \cdot (0,07327 - 0,065)^3 + 8,40 \cdot 0,0006 \cdot (0,3737 - 0,07327)^2 = \underline{\underline{0,000557}} \text{ m}^4$$

Výpočet ohybové tuhosti s plně rozvinutými trhlinami:

$$(EI)_{II} = E_{cm} \cdot I_{ir} = 25000000 \cdot 0,000557 = \underline{\underline{13925}} \text{ kNm}^2$$

Výpočet distribučního součinitele:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Eqp}} \right)^2$$

$$\zeta_1 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{6,81}{8,55} \right)^2 = \underline{\underline{0,366}} \text{ kNm}^2$$

$$\zeta_4 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{6,81}{20,77} \right)^2 = \underline{\underline{0,892}} \text{ kNm}^2$$

$$\zeta_2 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{6,81}{15,72} \right)^2 = \underline{\underline{0,812}} \text{ kNm}^2$$

$$\zeta_5 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{6,81}{23,43} \right)^2 = \underline{\underline{0,916}} \text{ kNm}^2$$

$$\zeta_3 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{6,81}{18,11} \right)^2 = \underline{\underline{0,859}} \text{ kNm}^2$$

Výpočet průměrné ohybové tuhosti:

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{\zeta}{(EI)_{II}} + \frac{1-\zeta}{(EI)_I}}$$

$$(EI)_1 = \frac{1}{\frac{0,366}{13925} + \frac{1-0,366}{38198}} = \underline{\underline{23320 \text{ kNm}^2}}$$

$$(EI)_4 = \frac{1}{\frac{0,892}{13925} + \frac{1-0,892}{38198}} = \underline{\underline{14951 \text{ kNm}^2}}$$

$$(EI)_2 = \frac{1}{\frac{0,812}{13925} + \frac{1-0,812}{38198}} = \underline{\underline{15814 \text{ kNm}^2}}$$

$$(EI)_5 = \frac{1}{\frac{0,916}{13925} + \frac{1-0,916}{38198}} = \underline{\underline{14710 \text{ kNm}^2}}$$

$$(EI)_3 = \frac{1}{\frac{0,859}{13925} + \frac{1-0,859}{38198}} = \underline{\underline{15295 \text{ kNm}^2}}$$

Výpočet průhybu:

$$w = \frac{2}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{(EI)_m}$$

$$w_0 = \frac{2}{384} \cdot \frac{1,91 \cdot 7,485^4}{38198} = \underline{\underline{0,001127 \text{ m}}}$$

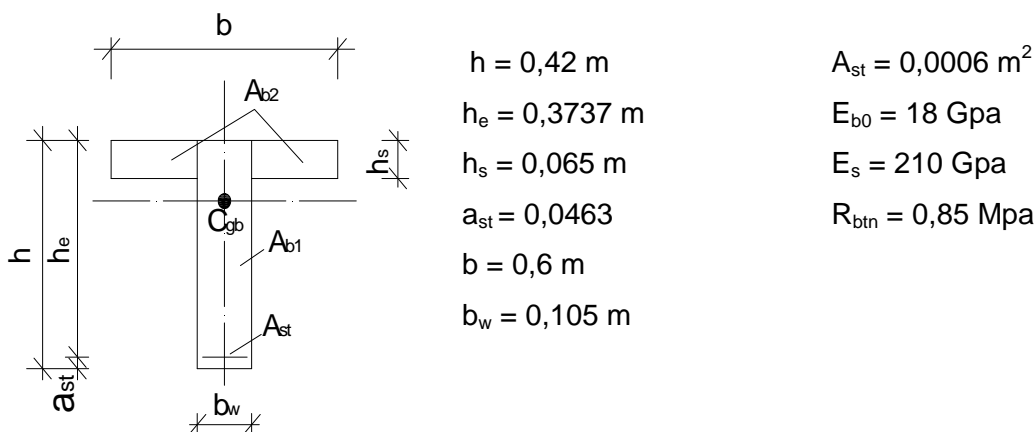
$$w_3 = \frac{2}{384} \cdot \frac{5,17 \cdot 7,485^4}{15295} = \underline{\underline{0,005526 \text{ m}}}$$

$$w_1 = \frac{2}{384} \cdot \frac{2,44 \cdot 7,485^4}{23320} = \underline{\underline{0,001711 \text{ m}}}$$

$$w_4 = \frac{2}{384} \cdot \frac{5,93 \cdot 7,485^4}{14951} = \underline{\underline{0,006484 \text{ m}}}$$

$$w_2 = \frac{2}{384} \cdot \frac{4,49 \cdot 7,485^4}{15814} = \underline{\underline{0,004642 \text{ m}}}$$

$$w_5 = \frac{2}{384} \cdot \frac{6,69 \cdot 7,485^4}{14710} = \underline{\underline{0,007435 \text{ m}}}$$

Příloha J2 – Průhyb podle ČSN 73 1201Výpočet poměru modulu pružnosti oceli a betonu:

$$E_b = \gamma_{bet} \cdot E_{b0} = 0,8 \cdot 18 = \underline{14,4 \text{ Gpa}}$$

$$\omega = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210}{14,4} = \underline{14,58}$$

Výpočet dílčích ploch průřezu:

$$A_{b1} = b_w \cdot h = 0,105 \cdot 0,42 = \underline{0,0441 \text{ m}}$$

$$A_{b2} = (b - b_w) \cdot h_s = (0,6 - 0,105) \cdot 0,065 = \underline{0,0322 \text{ m}}$$

Výpočet plochy ideálního průřezu:

$$A_i = A_{b1} + A_{b2} + \omega \cdot A_{st} = 0,0441 + 0,0322 + 14,58 \cdot 0,0006 = \underline{0,0855 \text{ m}^2}$$

Výpočet statického momentu ideálního průřezu k horním vláknům průřezu:

$$S_i = A_{b1} \cdot \frac{h}{2} + A_{b2} \cdot \frac{h_s}{2} + \omega \cdot A_{st} \cdot h_e$$

$$S_i = 0,0441 \cdot \frac{0,420}{2} + 0,0322 \cdot \frac{0,065}{2} + 14,58 \cdot 0,0006 \cdot 0,3737 = \underline{0,01375 \text{ m}^3}$$

Výpočet těžiště ideálního průřezu k horním vláknům průřezu:

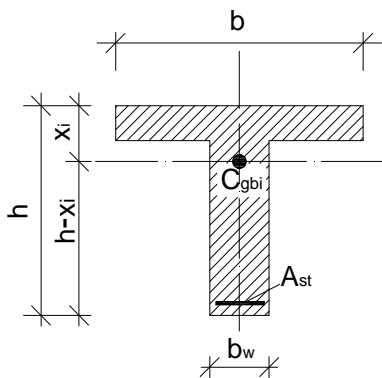
$$x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0,01375}{0,0855} = \underline{0,16082 \text{ m}}$$

Výpočet momentu setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu:

$$I_i = A_{b1} \cdot \left[\frac{h^2}{12} + \left(x_i - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + A_{b2} \cdot \left[\frac{h_s^2}{12} + \left(x_i - \frac{h_s}{2} \right)^2 \right] + \omega \cdot A_{st} \cdot (h_e - x_i)^2$$

$$I_i = 0,0441 \cdot \left[\frac{0,420^2}{12} + \left(0,15064 - \frac{0,420}{2} \right)^2 \right] + 0,0322 \cdot \left[\frac{0,065^2}{12} + \left(0,15064 - \frac{0,065}{2} \right)^2 \right] + 14,58 \cdot 0,0006 \cdot (0,3737 - 0,15064)^2 = \underline{\underline{0,001713 \text{ m}^4}}$$

Výpočet momentu na mezi vzniku trhlin:



$$M_r = 1,75 \cdot \frac{R_{btm} \cdot I_i}{h - x_i} = 1,75 \cdot \frac{850 \cdot 0,001713}{0,420 - 0,16082} = \underline{\underline{9,83 \text{ kNm}}}$$

$$M_{s0} = \frac{1}{16} \cdot g_0 \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot 1,91 \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{6,69 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se neočekávají}$$

$$M_{s1} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_1) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 0,53) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{8,55 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se neočekávají}$$

$$M_{s2} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_2) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 2,58) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{15,72 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{s3} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_3) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 3,26) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{18,11 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{s4} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_4) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 4,02) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{20,77 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

$$M_{s5} = \frac{1}{16} \cdot (g_0 + q_5) \cdot l^2 = \frac{1}{16} \cdot (1,91 + 4,78) \cdot 7,485^2 = \underline{\underline{23,43 \text{ kNm}}} \Rightarrow \text{trhliny se očekávají}$$

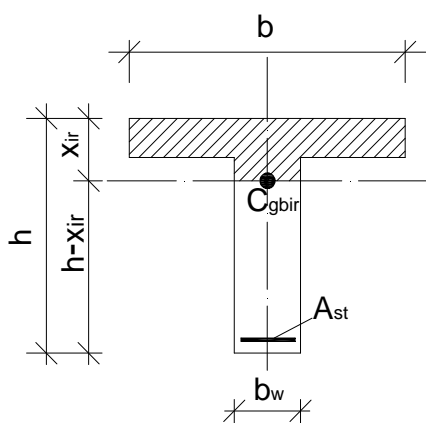
Výpočet ohybové tuhosti bez trhlin:

$$B_{ra} = E_b \cdot I_i = 14400000 \cdot 0,001713 = \underline{\underline{24667}} \text{ kNm}^2$$

Výpočet výšky tlačené oblasti průřezu s plně rozvinutými trhlami:

$$x_{ir} = -\frac{A_{b2} + \omega \cdot A_{st}}{b_w} + \sqrt{\left[\left(\frac{A_{b2} + \omega \cdot A_{st}}{b_w} \right)^2 + \frac{A_{b2} \cdot h_s + 2 \cdot \omega \cdot A_{st} \cdot h_e}{b_w} \right]} = -\frac{0,0322 + 14,58 \cdot 0,0006}{0,105}$$

$$+ \sqrt{\left[\left(\frac{0,0322 + 14,58 \cdot 0,0006}{0,105} \right)^2 + \frac{0,0322 \cdot 0,065 + 2 \cdot 14,58 \cdot 0,0006 \cdot 0,3737}{0,105} \right]} = \underline{\underline{0,09659}} \text{ m}$$

Výpočet momentu setrvačnosti k těžišti ideálního průřezu:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 - \frac{1}{3} \cdot (b - b_w) \cdot (x_{ir} - h_s)^3 + \omega \cdot A_{st} \cdot (d - x_{ir})^2$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot 0,105 \cdot 0,09659^3 - \frac{1}{3} \cdot (0,6 - 0,105) \cdot (0,09659 - 0,065)^3$$

$$+ 14,58 \cdot 0,0006 \cdot (0,3737 - 0,09659)^2 = \underline{\underline{0,000882}} \text{ m}^4$$

Výpočet ohybové tuhosti s plně rozvinutými trhlami:

$$B_{rb} = E_b \cdot I_{ir} = 14400000 \cdot 0,000882 = \underline{\underline{12702}} \text{ kNm}^2$$

Výpočet výsledné ohybové tuhosti interpolací po přímce mezi tuhostí s trhlinami B_{rb} a bez trhlin B_{ra} :

$$B_r = \frac{4 \cdot B_{rb}}{5 - \frac{B_{rb}}{B_{ra}} - 5 \cdot \frac{M_r}{M_s} \cdot \left(1 - \frac{B_{rb}}{B_{ra}}\right)}$$

$$B_{r2} = \frac{4 \cdot 12702}{5 - \frac{12702}{24667} - 5 \cdot \frac{9,83}{15,72} \cdot \left(1 - \frac{12702}{24667}\right)} = \underline{\underline{17127 \text{ kNm}^2}}$$

$$B_{r3} = \frac{4 \cdot 12702}{5 - \frac{12702}{24667} - 5 \cdot \frac{9,83}{18,11} \cdot \left(1 - \frac{12702}{24667}\right)} = \underline{\underline{16038 \text{ kNm}^2}}$$

$$B_{r4} = \frac{4 \cdot 12702}{5 - \frac{12702}{24667} - 5 \cdot \frac{9,83}{20,77} \cdot \left(1 - \frac{12702}{24667}\right)} = \underline{\underline{15217 \text{ kNm}^2}}$$

$$B_{r5} = \frac{4 \cdot 12702}{5 - \frac{12702}{24667} - 5 \cdot \frac{9,83}{23,43} \cdot \left(1 - \frac{12702}{24667}\right)} = \underline{\underline{14658 \text{ kNm}^2}}$$

Výpočet průhybu:

$$w = \frac{2}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{B_r}$$

$$w_0 = \frac{2}{384} \cdot \frac{1,91 \cdot 7,485^4}{24667} = \underline{\underline{0,001266 \text{ m}}}$$

$$w_3 = \frac{2}{384} \cdot \frac{5,17 \cdot 7,485^4}{16038} = \underline{\underline{0,005270 \text{ m}}}$$

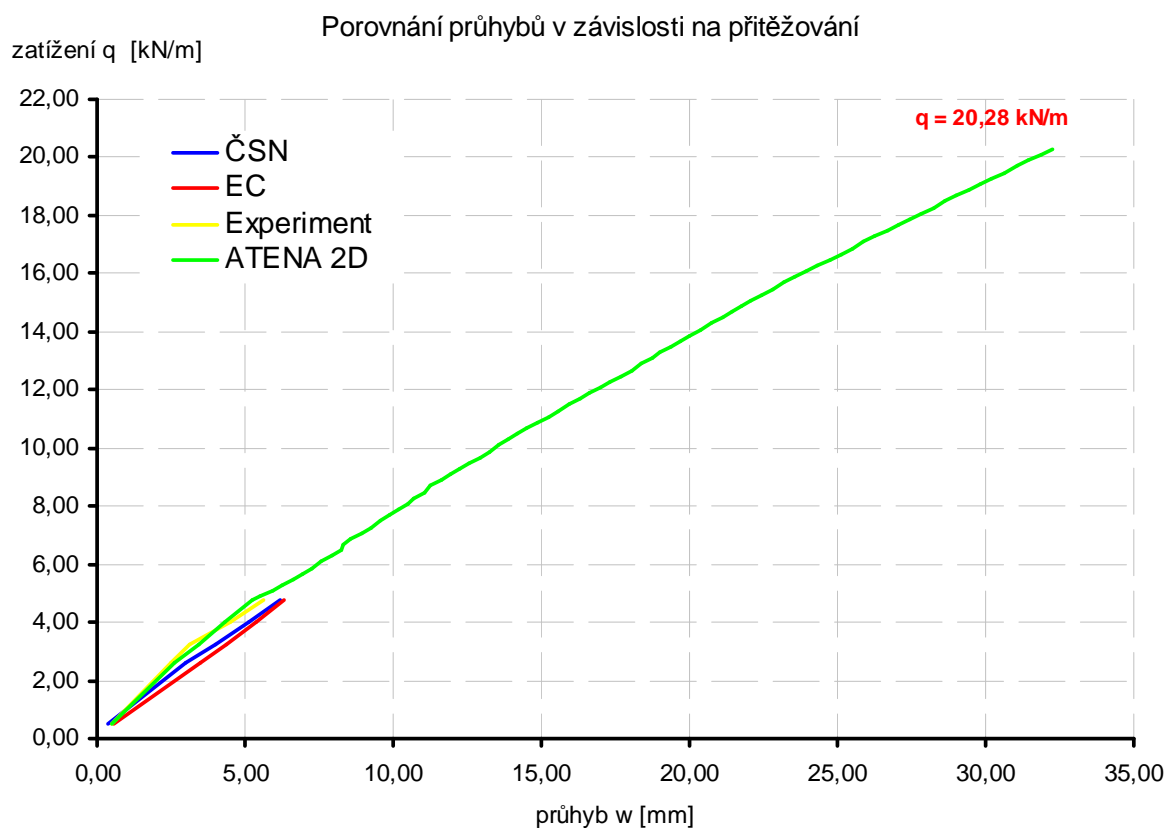
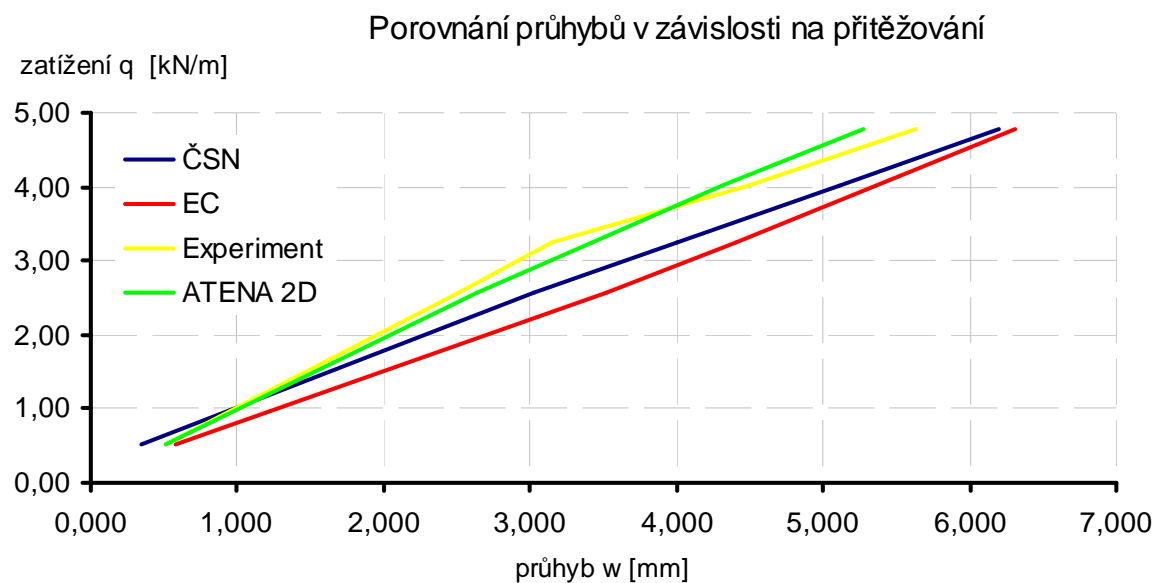
$$w_1 = \frac{2}{384} \cdot \frac{2,44 \cdot 7,485^4}{24667} = \underline{\underline{0,001617 \text{ m}}}$$

$$w_4 = \frac{2}{384} \cdot \frac{5,93 \cdot 7,485^4}{15217} = \underline{\underline{0,006371 \text{ m}}}$$

$$w_2 = \frac{2}{384} \cdot \frac{4,49 \cdot 7,485^4}{17127} = \underline{\underline{0,004286 \text{ m}}}$$

$$w_5 = \frac{2}{384} \cdot \frac{6,69 \cdot 7,485^4}{14658} = \underline{\underline{0,007461 \text{ m}}}$$

Příloha K – Porovnání hodnot průhybů



Příloha L – Fotodokumentace

A



B



Obr. L1 – Podhled stropní konstrukce (A), Rozmístění potenciometru (B).

A



B



Obr. L2 – Prořezávání desky (A), vytváření roštu z prken pro kladení závaží (B).

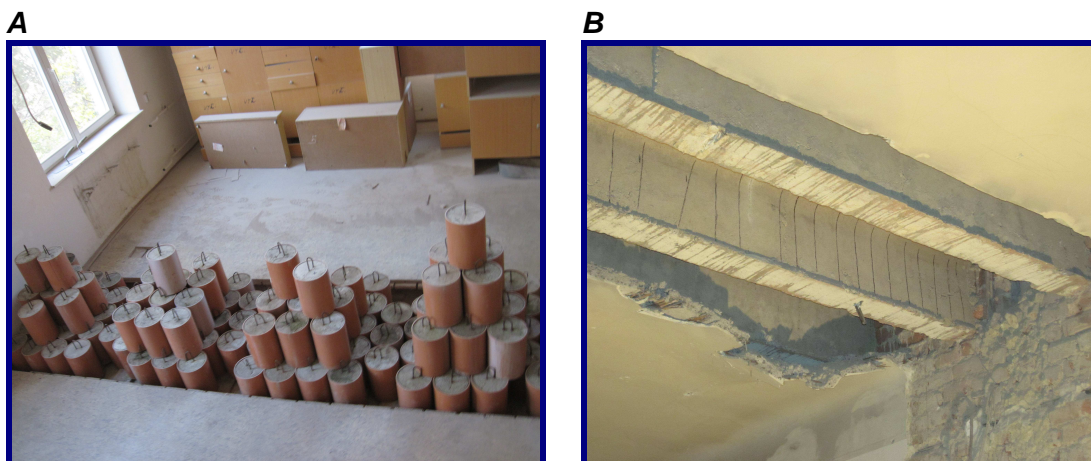
A



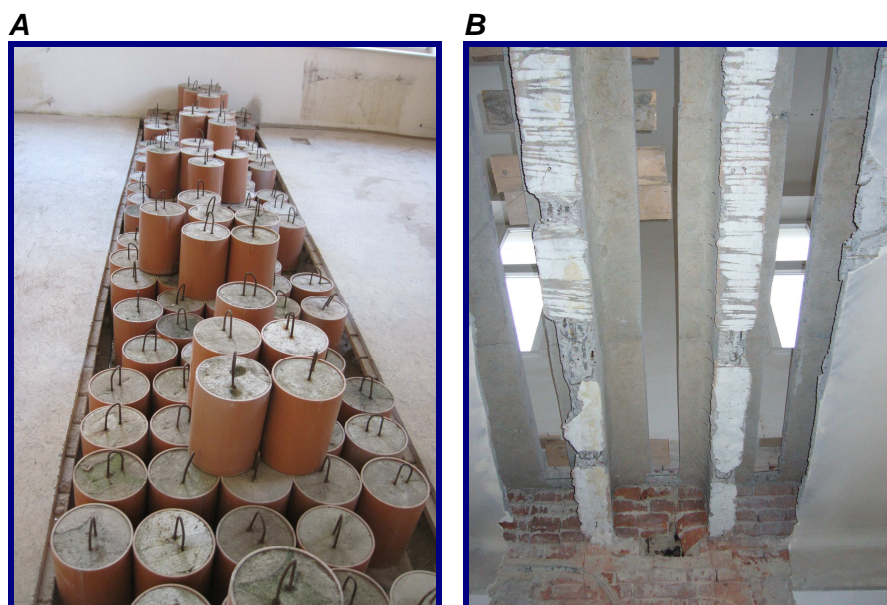
B



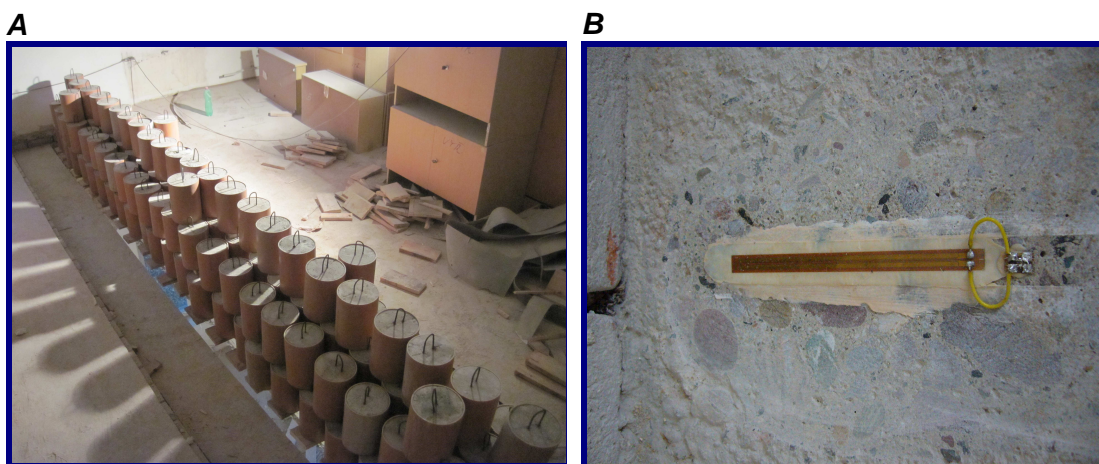
Obr. L3 – Dvojice zatěžovaných žebér (A), Závaží nahrazující ostatní stálé zatížení při zatěžovací zkoušce na dvojici žebér (B).



Obr. L4 – Zatížení dvojice žeber všemi závažími (A), dvojice žeber (B).



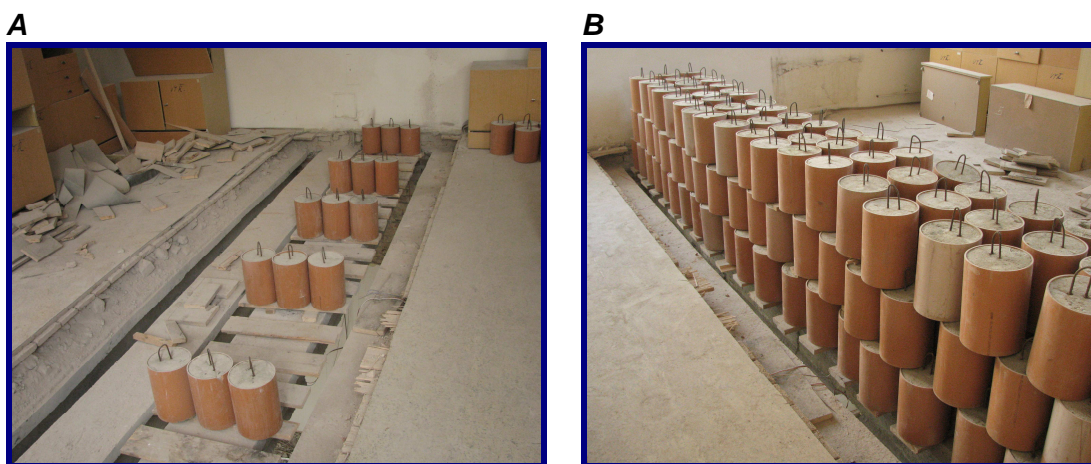
Obr. L5– Zatížení dvojice žeber (A), Žebra s vyříznutými mezižebními deskami (B).



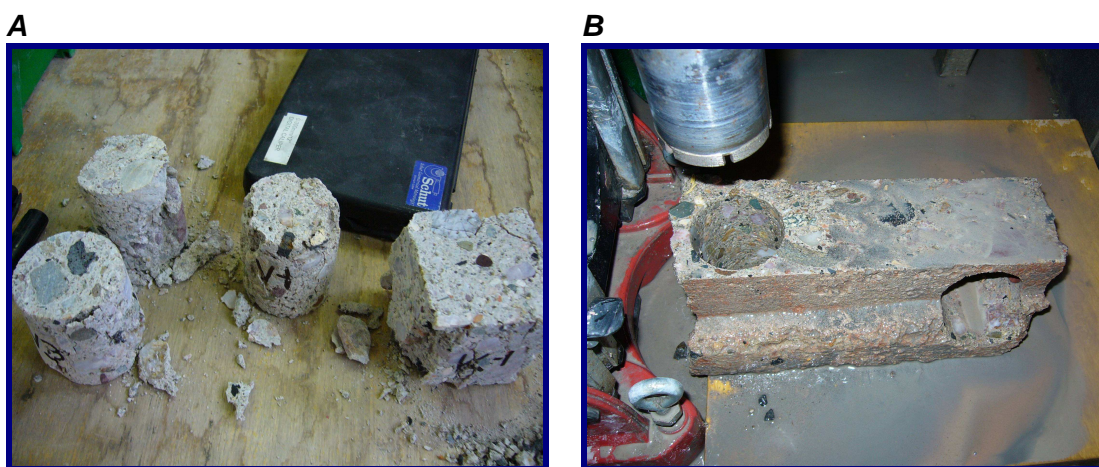
Obr. L6 – Maximální zatížení žebra T1 – zatěžovací stav G_s+Vd_3 (A), tenzometr (B)



Obr. L7 – Prkenný rošt (A), Závaží a tenzometr u krajní zdi (B).



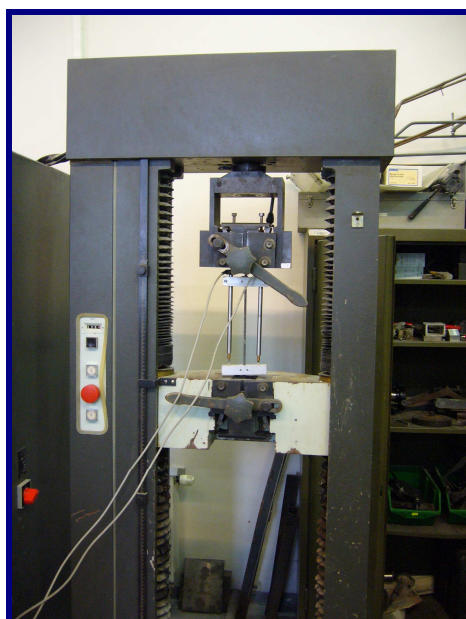
Obr. L8 - Závaží nahrazující ostatní stálé zatížení při zatěžovací zkoušce žebra T2 (A), Žebro T2 zatížené všemi závažími – zatěžovací stav $G_s + V_{d4}$.



Obr. L9 – Porušené vzorky betonu (A), Provedení vývrtů (B).



Obr. L10 – Úprava zkušebních vzorků (A), Zkouška modulu pružnosti betonu (B).



Obr. L10 – Tahová zkouška oceli.